



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR  
Engenharia

# **Assentamentos Secundários em Solos Sedimentares: o Caso dos Lodos da Ria de Aveiro**

**Rúben Sousa Marques**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
**Engenharia Civil**  
(Ciclo de Estudos Integrado)

Orientador: Prof. Doutor Luís Manuel Ferreira Gomes

**Covilhã, outubro de 2017**



# Dedicatória

Aos meus pais pela valentia, irmão, avós maternos, tia Alice e à minha namorada.



# Agradecimentos

Sincero agradecimento ao meu orientador, professor Luís Manuel Ferreira Gomes, pelo seu apoio na elaboração deste trabalho, sempre demonstrando uma imensurável amizade e disponibilidade para me acompanhar, aconselhar, transmitir conhecimentos e mais importante ainda, confiar em mim.

Grato aos meus pais, Sebastião e Maria Olívia, que apesar dos infortúnios ao longo destes anos, sempre lutaram para me proporcionar todas as condições necessárias à minha formação, sempre deram os melhores conselhos e acreditaram em mim.

À minha namorada, Sílvia, por estar sempre presente, motivar, apoiar, mostrando o caminho certo e ao meu irmão por ser um exemplo de determinação, e à restante família por toda ajuda.

À professora Isabel Falorca pela disponibilidade e paciência ao ajudar-me a realizar alguns ensaios de laboratório.

Ao professor Luís Pais pelas trocas de impressões, ensinamentos e esclarecimentos sobre Mecânica dos Solos, assim como as conversas nos momentos de pausa e decompressão.

Ao Richard Marques, pela sua pronta disponibilidade e ajuda na recolha das amostras para o meu trabalho, tal como toda a paciência e conselhos que teve ao longo destes anos.

Ao Tiago Santos e ao Luís Moreira, por terem sido um exemplo de companheirismo, amizade e lealdade durante estes seis anos de formação.

Um agradecimento especial à Adriana Domingos, pela companhia, força e ajuda para ultrapassar barreiras que pareciam intransponíveis, e acima de tudo pela sua sincera amizade.

Aos meus amigos e colegas pelo apoio e ajuda.

Ao corpo docente de Engenharia Civil pelos ensinamentos transmitidos durante a formação académica.



# Resumo

Com o crescente melhoramento, aumento e complexidade das estruturas construídas, a Geotecnia é cada vez mais uma disciplina fundamental para a realização dos projetos de Engenharia Civil. Estes projetos sem um estudo prévio e detalhado, poderão ser dimensionados indevidamente e trazer complicações aquando da construção ou futuramente devido a deformações excessivas, podendo colocar em risco a estrutura.

Dentro desse paradigma e constatando que as populações tendem a aglomerar-se junto ao litoral ou leitos de grandes rios, este trabalho tem como objetivo contribuir para o conhecimento das deformações no domínio da compressibilidade secundária dos solos de origem sedimentar, mais concretamente dos aluvionares da Ria de Aveiro. Uma adequada caracterização da consolidação secundária permite obter parâmetros de compressibilidade para avaliar os assentamentos a longo prazo que uma estrutura poderá sofrer.

Primeiramente, foi efetuada uma revisão bibliográfica sobre a temática em estudo, de forma a obter informações sobre o tema e o *estado de arte* dos trabalhos realizados nesta área de estudo.

Numa segunda fase, foram recolhidas amostras de diferentes zonas da periferia da Ria de Aveiro de modo a proceder-se à caracterização das suas propriedades de identificação, físicas e ainda de compressibilidade, dando particular atenção a ensaios de longa duração, com células edométricas, mantendo as amostras sob tensão efetiva constante ao longo de cinco meses.

Numa fase seguinte, os resultados são analisados, discutidos e comparados com os de outros autores, elaborando-se a dissertação, tendo o cuidado de na parte final apresentar as principais conclusões e deixam-se em aberto algumas propostas sobre trabalhos futuros.

## Palavras-chave

Solos Sedimentares Orgânicos, Consolidação Secundária, Coeficiente de Consolidação Secundária, Ensaio Edométrico - Creep, Aveiro





# Abstract

With the growth of the upgrading, size and complexity of the buildings, Geotechnics shows to be a fundamental discipline in the creation of Civil engineering projects. Those projects, without a detailed study, can be poorly calculated resulting in complications, during constructions, or even in the structure's future, putting it at risk due to excessive deformations.

With that in mind, and considering that the population tend to fix at coast sea's or river banks, this work has its main goal to know the contribution of secondary compressibility on sedimentary soils, particularly alluvial plains located at Ria de Aveiro. A proper characterization of secondary consolidation allows to obtain compressibility parameters to evaluate structures's long-term settlements.

Firstly, a bibliographic review was carried out on the subject under study, to obtain information about the theme and works carried out in this area of study.

In a second phase, samples from Ria de Aveiro's soils were taken, so that their proprieties of identification, such as physical and compressibility, could be characterized, with special attention to long duration tests, through oedometric equipment, maintaining constant compression on the soil over five months.

On the next stage, the results are analyzed and discussed, and compared to other author's values, about which the dissertation is written, enlightening the principal conclusions and establishing the possibility to future investigation in this subject.

## Keywords

Organic Sedimentary Soils, Secondary Consolidation, Secondary Consolidation Coefficient, Edometric Test - Creep, Aveiro



# Índice

CAPÍTULO 1 .....	1
1. INTRODUÇÃO .....	1
1.1. Considerações Iniciais .....	1
1.2. Objetivos .....	1
1.3. Organização da Dissertação .....	2
CAPÍTULO 2 .....	3
2. ESTADO DA ARTE .....	3
2.1. Definição de Solo .....	3
2.2. Composição Granulométrica .....	4
2.3. Limites de Consistência .....	6
2.4. Classificação dos Solos .....	8
2.5. Formação dos Solos Sedimentares .....	9
2.6. Depósitos de Solos Moles em Portugal .....	11
2.7. Solos Argilosos de Origem Sedimentar .....	13
2.7.1. Minerais de Argila .....	13
2.7.2. Lodos da Zona de Aveiro .....	15
2.8. Compressibilidade de Solos .....	17
2.8.1. Aspetos Fundamentais .....	17
2.8.2. Exemplos de Estruturas em Solos Compressíveis .....	22
2.8.3. Consolidação Primária .....	26
2.8.3.1. Estrato Confinado Lateralmente .....	26
2.8.3.2. Ensaio de Consolidação .....	27
2.8.3.3. Parâmetros de compressibilidade .....	32
2.8.4. Consolidação Secundária .....	38
2.8.4.1. Aspetos Fundamentais .....	38
2.8.4.2. Modelos de Previsão e Mecanismo da Consolidação Secundária .....	43
2.8.4.3. Parâmetros que Influenciam a Consolidação Secundária .....	47
2.8.5. Cálculo de Assentamentos .....	50
2.8.5.1. Introdução .....	50
2.8.5.2. Assentamentos Instantâneos .....	52
2.8.5.3. Assentamentos Primários .....	52
2.8.5.4. Assentamentos Secundários .....	55
CAPÍTULO 3 .....	57
3. METODOLOGIA .....	57
3.1. Preâmbulo .....	57
3.2. Pesquisa Bibliográfica .....	57
3.3. Trabalho de Campo .....	57
3.4. Ensaio de Laboratório .....	58
3.4.1. Parâmetros Físicos Naturais .....	59
3.4.2. Ensaio de Identificação .....	59
3.4.3. Ensaio de Compressibilidade .....	63
3.5. Estudos de Gabinete .....	65
CAPÍTULO 4 .....	67
4. CASO DE ESTUDO .....	67
4.1. Localização Geográfica .....	67
4.2. Enquadramento Geomorfológico .....	68
4.3. Elementos Geológicos .....	70
4.3.1. Aspetos Globais .....	70
4.3.2. Formação do Delta da Ria de Aveiro .....	72
4.4. Aspetos Geotécnicos .....	73
4.5. Amostragem .....	78
4.6. Resultados dos Ensaio de Laboratório .....	79
4.6.1. Parâmetros Físicos Naturais .....	79
4.6.2. Ensaio de Identificação .....	80

4.6.3. Classificação dos Solos .....	82
4.6.4. Ensaio de compressibilidade .....	82
4.6.4.1. Consolidação primária .....	82
4.6.4.2. Consolidação secundária .....	91
4.7. Comparação de Resultados com os da Literatura.....	99
CAPÍTULO 5 .....	103
5. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS .....	103
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	105
ANEXOS .....	109
Anexo I - Elementos para a Classificações de Solos .....	110
Anexo II - Resultados dos ensaios edométricos clássicos .....	112
Anexo III - Resultados do ensaio edométrico - creep .....	150

# Lista de Figuras

## CAPÍTULO 2

Figura 2.1 - Gráficos tipo de representação da curva granulométrica em solos (Matos Fernandes, 2012) .....	5
Figura 2.2 - Triângulo de Feret: nomes atribuir aos solos de acordo com a sua composição granulométrica (Matos Fernandes, 2012). .....	5
Figura 2.3 - Esquema sobre os estados físicos de um solo fino, e suas fronteiras: Limites de Atterberg (Silva Cardoso, 1987) .....	7
Figura 2.4 - Ciclo das rochas (Anón., 2017a).....	10
Figura 2.5 - Formação de bacias sedimentares (Anón, 2017b) .....	10
Figura 2.6 - Perfil exposto de bacia de sedimentação (Anon., 2017c) .....	11
Figura 2.7 - Localização aproximada das principais ocorrências de depósitos de solos moles em Portugal Continental e algumas obras relevantes neles realizadas (Bonito, 2008). .....	12
Figura 2.8 - Fotografia de partículas de caulinite obtida com microscópio eletrotónico (Begonha, 1989). .....	14
Figura 2.9 - Dupla camada elétrica numa partícula de argila (Matos Fernandes, 2012). .....	14
Figura 2.10 - Imagem via satélite da zona de Aveiro (a partir de Google Maps, 2017).....	15
Figura 2.11 - Carta geológica de Aveiro (Ferreira Gomes & Ladeira, 1989). .....	16
Figura 2.12 - Representação esquemática da transmissão de forças através de um solo seco: a) ampliação de uma parte da secção mostrando as forças transmitidas nos pontos de contacto; b) secção de um recipiente cheio de um solo seco (Silva Cardoso, 1987). .....	17
Figura 2.13 - Interação física entre a água intersticial e o esqueleto sólido. a) Não há circulação de água: estado hidrostático. b) Pequeno fluxo de água. c) Estado de levantamento hidráulico (Silva Cardoso, 1987). .....	18
Figura 2.14 - Analogia hidromecânica ilustrativa da distribuição das solicitações num processo de consolidação. a) Exemplo real. b) Analogia hidromecânica: estado inicial. c) Aplicação da carga com a válvula fechada. d) Movimento descendente do pistão com o escape de equilíbrio final quando termina o escape da água. f) Transferência gradual das solicitações do fluido intersticial para o esqueleto sólido (Silva Cardoso, 1987). .....	20
Figura 2.15 - Resultados típicos, em termos de assentamentos versus raiz quadrada do tempo, de um ensaio sobre uma amostra argilosa saturada, submetida ao longo do tempo a uma carga constante. Apresenta-se em simultâneo uma construção gráfica que permite separar as várias componentes do assentamento total (Ferreira Gomes, 2013). .....	22
Figura 2.16 - Estratos sob as fundações da Torre de Pisa (Bartelletti et al, 1988). .....	23
Figura 2.17 - A bacia do Vale do México no século XVI posterior às incursões espanholas na região (Taveira, 2015). .....	23
Figura 2.18 - Zonas geotécnicas da Cidade do México (Betton, 1987, <i>in</i> Taveira, 2015). .....	24

Figura 2.19 - Evolução do assentamento generalizado, em metros, em três locais da Cidade do México desde 1900 (Código de Construção da Cidade do México, 2004, <i>in</i> Taveira, 2015).....	25
Figura 2.20 - Edifícios com visível assentamento diferencial: a) Basílica de Guadalupe e Templo de Las Capuchinhas, Cidade do México, antes das obras de recalce e reabilitação; b) Igreja de Santa Vera Cruz, Cidade do México (Matos Fernandes, 2012). ....	25
Figura 2.21 - Estrato confinado de argila: a) esquema de carregamento; b) vetor deslocamento de um ponto genérico induzido por duas cargas elementares simétricas (Matos Fernandes, 2012). ....	26
Figura 2.22 - Aparelho utilizado para a realização de ensaios de compressão edométrica: A) Vista lateral do aparelho; B) Vista frontal com corte da célula edométrica (André, 1987). ...	27
Figura 2.23 - Esquematização da célula edométrica de anel fixo do tipo ELE 28-205 (André, 1987). ....	28
Figura 2.24 - Diagramas tensão efetiva vertical versus índice de vazios de uma amostra de argila do Baixo Mondego, submetida a um ensaio edométrico: a) tensão efetiva em escala aritmética; b) tensão efetiva em escala logarítmica (Matos Fernandes, 2012). ....	29
Figura 2.25 - Construção de Casagrande para avaliação da tensão de pré-consolidação (Casagrande, 1936, <i>in</i> Ferreira Gomes, 1992). ....	31
Figura 2.26 - Exemplo representativo da formação de estratos sobreconsolidados, com tensão efetiva vertical de repouso inferior à já experimentada (Caputo, 1988).....	32
Figura 2.27 - Parâmetros de compressibilidade e seu modo de definição: a) Coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ ), b) Índices de compressão ( $C_c$ ), expansão ( $C_s$ ) e recompressão ( $C_r$ ). (adaptado de Bonito, 2008). ....	33
Figura 2.28 - Comparação da curva logaritmo da tensão efetiva vertical versus índice de vazios obtida de um ensaio edométrico com a presumível curva do maciço <i>in situ</i> (adaptado de Matos Fernandes, 2012). ....	36
Figura 2.29 - Reconstituição da curva de compressão <i>in situ</i> segundo Schmertmann (Bartlett, 2004). ....	37
Figura 2.30 - Curvas de consolidação: a) Construção gráfica pelo método de Casagrande; b) Construção gráfica pelo método de Taylor (adaptado de Bonito, 2008).....	38
Figura 2.31 - Construção gráfica evidenciando a consolidação secundária a partir de $t_p$ (Jain & Nanda, 2010). ....	39
Figura 2.32 - Conceção de Terzaghi da interação entre camadas adsorvidas (Jain & Nanda, 2010). ....	40
Figura 2.33 - Coeficiente de consolidação secundária em relação ao teor em água natural para depósitos de solos diversos (Das, 2008).....	41
Figura 2.34 - Diagrama de índice de vazios <i>versus</i> tensão efetiva vertical e evolução de coeficiente de consolidação secundária para uma amostra de argila altamente sensível do Canadá (Olson, 1989). ....	43
Figura 2.35 - Exemplos de ensaios de compressão em tensão constante na argila de Batiscan (Yang, et al, 2016).....	46

Figura 2.36 - Resultados de ensaio de consolidação de longa duração sob tensão constante: a) Solo produzido em laboratório, com 10% de bentonite e 90% de caulinite (Martins, 1997, <i>in</i> Alexandre & Martins, 2014); b) solo argiloso de origem orgânica (Andrade, 2009, <i>in</i> Alexandre & Martins, 2014). ....	47
Figura 2.37 - Organograma explicativo da influência da temperatura no coeficiente de consolidação secundária. ....	49
Figura 2.38 - Tipos de situações em assentamentos: a) assentamento uniforme; b) assentamento não uniforme em estrutura rígida, com inclinação; c) assentamento não uniforme em estrutura flexível (Ferreira Gomes, 2013). ....	50
Figura 2.39 - Esquema gráfico para facilitar o cálculo dos assentamentos primários numa camada de argila de espessura H (Ferreira Gomes, 2013). ....	53
Figura 2.40 - Esquemas de auxílio à compreensão do cálculo de assentamentos primários, com carregamento de solos normalmente consolidados (a) e solos sobreconsolidados (b,c), adaptado de Ferreira Gomes (2013). ....	54
Figura 2.41 - Fator tempo em função do grau de consolidação médio (U) de uma camada argilosa, adaptado de Ferreira Gomes (2013). ....	56

### CAPÍTULO 3

Figura 3.1 - Esquema com alguns equipamentos ligeiros de prospeção geotécnica de uso manual para efetuar a amostragem (Ferreira Gomes, 2001). ....	58
Figura 3.2 - Elementos da fase de peneiração, à esquerda e a plataforma vibratória à direita, no âmbito do ensaio de análise granulométricas dos solos. ....	60
Figura 3.3 - Fotografias da fase de sedimentação, à esquerda e medições no densímetro, à direita. ....	60
Figura 3.4 - Registo fotográfico do ensaio da Concha de Casagrande, para determinação do limite de liquidez. ....	61
Figura 3.5 - Registo fotográfico do ensaio para determinação do limite de plasticidade (“ensaio dos rolinhos”). ....	62
Figura 3.6 - Imagens obtidas aquando do ensaio de determinação da densidade das partículas. ....	62
Figura 3.7 - Moldagem do provete para o ensaio edométrico. ....	64
Figura 3.8 - Ensaio edométrico em curso nas amostras em estudo no Laboratório de Mecânica dos Solos da UBI. ....	65

### CAPÍTULO 4

Figura 4.1 - Localização geográfica da zona de amostragem (interior elipse vermelha). ....	67
Figura 4.2 - Perfil esquemático das principais unidades morfológicas da região (a partir de Gomes, 2008). ....	68

Figura 4.3 - Mapa da zona envolvente à região de Aveiro, área de estudo delimitada a preto (a partir de Gomes, 2008). ....	69
Figura 4.4 - Enquadramento geológico da região (Galhano, 1999, <i>in</i> Bonito, 2008). ....	70
Figura 4.5 - Enquadramento geológico da região estudada (adaptado de Ferreira Gomes, 1992). ....	71
Figura 4.6 - Evolução da zona que deu origem à atual Ria de Aveiro (Anón., 2017d). ....	72
Figura 4.7 - Perfil geológico-geotécnico no canal de Esgueira, evidenciando uma possante zona de solos lodosos sobre o substrato cretácico (Aguiar, 1992, <i>in</i> Bonito, 2008). ....	74
Figura 4.8 - Carta de Zoneamento Geotécnico de Aveiro, adaptado de Ferreira Gomes (1992). ....	75
Figura 4.9 - Carta de Zoneamento Geotécnico de Cacia, adaptado de Ferreira Gomes (1992). ....	76
Figura 4.10 - Localização geográfica do local de recolha das amostras (a partir de Google Maps, 2017). ....	78
Figura 4.11 - Resultados das análises granulométricas das amostras estudadas. ....	80
Figura 4.12 - Classificação do solo das amostras estudadas com base no triângulo de Feret. .	81
Figura 4.13 - Gráfico-tipo do <i>deslocamento vertical versus raiz do tempo</i> das amostras estudadas. ....	83
Figura 4.14 - Síntese de resultados e respetivo gráfico <i>índice de vazios versus log das tensões</i> , do provete 1. ....	84
Figura 4.15 - Síntese de resultados e respetivo gráfico <i>índice de vazios versus log das tensões</i> , do provete 3. ....	85
Figura 4.16 - Síntese de resultados e respetivo gráfico <i>índice de vazios versus log das tensões</i> , do provete 4. ....	86
Figura 4.17 - Síntese de resultados e respetivo gráfico <i>índice de vazios versus log das tensões</i> , do provete 2. ....	87
Figura 4.18 - Registo fotográfico da situação em que a placa de carga se encontra inclinada, no provete 1. ....	88
Figura 4.19 - Registo fotográfico dos provetes 1, 2, 3 e 4, após o ensaio. ....	88
Figura 4.20 - Resistência ao corte não drenada ( $C_u$ ) a partir de ensaios de compressão uniaxial em amostras indeformadas, recolhidas a diferentes profundidades, de lodos da unidade geotécnica "CAL" (Ferreira Gomes, 1992). ....	89
Figura 4.21 - Correção de Schmertmann nos gráficos <i>índice de vazios versus log das tensões</i> , para avaliação do índice de compressão, $C_c$ , dos provetes indeformados estudados. ....	90
Figura 4.22 - Gráfico dos <i>deslocamentos versus log do tempo</i> com construção gráfica para a obtenção do coeficiente de consolidação secundária do provete 1. ....	92
Figura 4.23 - Gráfico dos <i>deslocamentos versus log do tempo</i> com construção gráfica para a obtenção do coeficiente de consolidação secundária do provete 3. ....	93
Figura 4.24 - Gráfico dos <i>deslocamentos versus log do tempo</i> com construção gráfica para a obtenção do coeficiente de consolidação secundária do provete 4. ....	94



Figura 4.25 - Gráfico dos <i>deslocamentos versus log do tempo</i> com construção gráfica para a obtenção do coeficiente de consolidação secundária do provete 2. ....	95
Figura 4.26 - Gráfico dos <i>deslocamentos versus log do tempo</i> do ensaio edométrico - creep num solo lodoso da Ria de Aveiro em amostras indeformadas (provete 5 e 6) e uma amostra remoldada (provete 7). ....	97
Figura 4.27 - Construção gráfica para obtenção do coeficiente de consolidação secundária, ensaio edométrico - creep num solo lodoso da Ria de Aveiro em amostras indeformadas (provete 5 e 6) e uma remoldada (provete 7). ....	98
Figura 4.28 - Diagrama termo-pluviométrico para a zona da Covilhã (Mendes, 2006). ....	99
Figura 4.29 - Comparação dos valores de $C_{\alpha}$ obtidos no presente estudo com os resultados de outros autores (Adaptado de Das, 1985). ....	101



# Lista de Tabelas

## CAPÍTULO 2

Tabela 2.1 - Classificação dos solos argilosos quanto à consistência (Matos Fernandes, 2012).	8
Tabela 2.2 - Classificação dos solos argilosos de acordo com o grau de consolidação (adaptado de Bowles, 1997).	32
Tabela 2.3 - Equações que relacionam o índice de compressão com os parâmetros de identificação e físicos dos solos (Ferreira Gomes, 2013).	35
Tabela 2.4 - Classificação dos solos com base na compressibilidade secundária (Mesri, 1973).	42
Tabela 2.5 - Equações que permitem determinar o coeficiente de compressibilidade secundária a partir de parâmetros de identificação e físicos dos solos (Ferreira Gomes, 2013).	42
Tabela 2.6 - Viscosidade dinâmica da água (ISO/TS 17892-4:2004(E), 2004).	48
Tabela 2.7 - Valores limites de deformações para evitar danos em estruturas (Lambe & Whitman, 1979).	51

## CAPÍTULO 3

Tabela 3.1 - Resumo dos provetes sujeitos a ensaios de compressibilidade do tipo edométricos clássicos e do tipo de tensão efetiva contante em longa duração (Creep).	63
---	----

## CAPÍTULO 4

Tabela 4.1 - Parâmetros geotécnicos dos solos aluvio-lodosos da região de Aveiro (adaptado de Ferreira Gomes e Ladeira, 1995).	73
Tabela 4.2 - Parâmetros de compressibilidade e consolidação dos solos de Esgueira (Aguiar, 1992, <i>in</i> Bonito, 2008).	74
Tabela 4.3 - Parametrização da consolidação dos solos estudados por Bonito (2008).	77
Tabela 4.4 - Parametrização da compressão secundária dos solos estudados por (adaptado de Bonito, 2008).	77
Tabela 4.5 - Resumo dos parâmetros físicos naturais dos solos estudados.	79

Tabela 4.6 - Limite de Liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade dos solos estudados. ....	81
Tabela 4.7 - Densidade das partículas sólidas. ....	81
Tabela 4.8 - Classificação dos solos de acordo com a classificação unificada da ASTM D2487-06 e sistema de classificação ASSHTO. ....	82
Tabela 4.9 - Resumo dos parâmetros físicos naturais dos provetes ensaiados. ....	82
Tabela 4.10 - Resumo dos resultados do índice de compressão, índice de expansão e ainda da tensão de pre-consolidação dos principais provetes estudados (amostras indeformadas). ....	89
Tabela 4.11 - Resultados do coeficiente de consolidação secundária obtidos a partir dos ensaios edométricos clássicos para as amostras de solos da Ria de Aveiro. ....	91
Tabela 4.12 - Resultados do coeficiente de consolidação secundária obtidos a partir dos ensaios edométricos - creep. ....	99
Tabela 4.13 - Características de identificação e parâmetros de compressibilidade dos solos estudados. ....	100
Tabela 4.14 - Comparação de resultados do coeficiente de consolidação secundária obtido no presente trabalho com o obtido por diferentes autores. ....	101

# Lista de Acrónimos

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM	American Society for Testing and Materials
$a_v$	Coeficiente de compressibilidade
$C_c$	Índice de compressão
$C_r$	Índice de recompressão
$C_s$	Índice de expansão
$C_{\alpha}, C_{\alpha,1}$	Coeficiente de consolidação secundária clássico
$C_{\alpha,2}$	Coeficiente de consolidação secundária afetado de fenómenos especiais
$c_v$	Coeficiente de consolidação
$E_s$	Módulo de deformabilidade
EOS	Linha do fim da consolidação secundária
EUA	Estados Unidos da América
$e$	Índice de vazios
$e_0$	Índice de vazios inicial do provete
$e_N$	Índice de vazios do solo natural
$G_s$	Densidade das partículas sólidas
$H_{DP}$	Altura de drenagem
$H_t$	Espessura inicial do provete
$H_{ts}$	Espessura da camada no início da consolidação secundária
$I_c$	Índice de consistência
$I_L$	Índice de liquidez
$I_p$	Índice de plasticidade
$K_v$	Coeficiente de permeabilidade vertical
$m_v$	Coeficiente de compressibilidade volumétrica
NC	Solo normalmente consolidado
OC	Solo sobreconsolidado
OCR	Grau de sobreconsolidação
SC	Solo subconsolidado
$S$	Assentamento total
$S_i$	Assentamento instantâneo
$S_p$	Assentamento primário
$S_s$	Assentamento secundário
$S_r$	Grau de saturação
$t$	Tempo
$t_p$	Tempo correspondente ao final da consolidação primária
$t_{sc}$	Tempo correspondente ao final da consolidação secundária
$t_{90}$	Tempo correspondente a 90% da consolidação primária
$U$	Grau de consolidação médio
UBI	Universidade da Beira Interior
$V_t$	Volume total de uma massa de solo
$V_w$	Volume de água de uma massa de solo
$V_v$	Volume de vazios de uma massa de solo
$W_s$	Peso seco dos sólidos de uma massa de solo

$\varepsilon_v$	Deformação vertical
$\dot{\varepsilon}_v$	Taxa de deformação vertical
$\Phi'_{mob}$	Ângulo efetivo mobilizado de fricção interna
$\eta$	Viscosidade
$\mu$	Coeficiente de Poisson
$\omega_L$	Limite de liquidez
$\omega_P$	Limite de plasticidade
$\omega_S$	Limite de retração
$\omega_N$	Teor em água natural
$\Delta\sigma$	Incremento de tensão
$\sigma_u$	Tensão neutra
$\sigma_v$	Tensão total vertical
$\sigma'_v$	Tensão efetiva vertical
$\sigma'_{v0}$	Tensão efetiva vertical de repouso
$\sigma'_p$	Tensão de pré-consolidação
$\sigma'_s$	Tensão efetiva normal devido às ligações sólidas
$\sigma'_m$	Tensão efetiva normal devido às ligações de membrana
$\tau$	Resistência ao deslizamento
$\tau_f$	Resistência à fricção
$\tau_v$	Resistência viscosa
$\gamma$	Peso volúmico do solo
$\gamma_d$	Peso volúmico do solo seco
$\gamma_w$	Peso volúmico da água
$^{\circ}\text{C}$	Temperatura

# CAPÍTULO 1

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. Considerações Iniciais

O presente trabalho irá apenas visar os solos de origem sedimentar, com especial atenção aos solos silto argilosos orgânicos. Estes solos, normalmente, têm um índice de compressibilidade bastante elevado, levando a assentamentos secundários de muito significado.

Tal como o tema da dissertação indica, este trabalho irá permitir quantificar com maior precisão do que na prática de Engenharia corrente, o coeficiente de consolidação secundária, que é o parâmetro fundamental para avaliar os assentamentos secundários (ou seculares) que o solo terá em reposta a um carregamento imposto. Para isso, é essencial ter bem presente os conhecimentos sobre compressibilidade de solos argilosos, mas também de solos arenosos, para que se possam estabelecer comparações e tirar conclusões assertivas.

Vários autores já fizeram análises deste tipo de solos, devido ao facto de em Portugal Continental haver alguns locais com estruturas importantes assentes sobre eles. Casos como Aveiro, Figueira da Foz (Baixo Mondego) e Lisboa são exemplos de cidades fundadas parcialmente sobre maciços de solos moles. Neste sentido, é importante salientar que Ferreira Gomes (1992) fez um estudo muito completo e aprofundado do caso dos solos de Aveiro, culminando no mapeamento geotécnico da zona urbana e suburbana daquela cidade.

### 1.2. Objetivos

O objetivo desta dissertação prende-se com a determinação experimental do coeficiente de consolidação secundária,  $C_{\alpha}$ , para que seja possível um cálculo mais próximo da realidade dos assentamentos secundários de solos orgânicos moles.

Naquele sentido foram recolhidas duas amostras de solos orgânicos de dois locais distintos da zona de Aveiro, para serem ensaiadas em laboratório e determinar os seus parâmetros geotécnicos clássicos e ainda aquele parâmetro de compressibilidade obtido em ensaios de longa duração, durante vários meses seguidos e ininterrompidamente.

Em complemento será importante comparar os resultados a obter com os disponíveis na literatura e em especial os obtidos em solos da região de Aveiro por outros autores.

### **1.3. Organização da Dissertação**

O presente documento está organizado em cinco principais capítulos, onde em cada um se expõe parte do trabalho realizado que culminou com a escrita da dissertação.

#### **I) Introdução**

Neste capítulo apenas serão proferidas as considerações iniciais, assim como relatar o objetivo do trabalho e demonstrar a organização da dissertação.

#### **II) Estado da Arte**

No capítulo dois é escrito o estado da arte, onde se fará uma introdução aos solos, à sua formação, tipos e suas propriedades. Seguidamente será exposto o assunto da compressibilidade de solos, nomeadamente a teoria da consolidação que levará ao assunto nuclear desta dissertação, que é os assentamentos secundários em solos sedimentares.

#### **III) Metodologia**

Nesta fase, capítulo três, serão apresentados os procedimentos gerais, normas e cuidados a seguir para a obtenção dos resultados pretendidos.

#### **IV) Caso de Estudo**

O capítulo quatro, depois dos devidos enquadramentos da zona de estudo, quer geográfico, geomorfológico, geológico e geotécnico, será numa fase seguinte a continuidade do capítulo três, mas para o caso de estudo em particular. Porém, serão apresentados todos os resultados experimentais e discutidos, tendo o cuidado dos mesmos serem comparados com outros de índole similar, disponíveis na literatura geotécnica.

#### **V) Conclusões e perspectivas futuras**

Por último, neste capítulo serão feitas as conclusões principais e enunciam-se alguns aspetos que se entende ser necessário continuar a pesquisar.



# CAPÍTULO 2

## 2. ESTADO DA ARTE

### 2.1. Definição de Solo

Um solo ou maciço terroso é um sistema de partículas. Os espaços entre as partículas chamam-se vazios, poros ou interstícios. Estes vazios estão geralmente ocupados por ar e/ou água. Assim, um solo é intrinsecamente um sistema de várias fases: uma fase sólida constituída pelo mineral e uma fase fluída constituída pelo fluido intersticial (Silva Cardoso, 1987).

Segundo Matos Fernandes (2012) as partículas que originam os maciços terrosos resultam de processos físicos e químicos em maciços rochosos que provocam, respetivamente, a desintegração e a decomposição das rochas. A Natureza contempla inúmeros processos para formar maciços terrosos a partir de maciços rochosos, contudo, como se trata de objeto de estudo da Geologia, não será aprofundado no presente documento. Interessa salientar que dependendo do seu modo de formação, os maciços terrosos podem ser agrupados em dois grandes grupos:

- a) Solos Residuais;
- b) Solos Sedimentares.

Tal como indica o título do documento, o trabalho em causa incidirá sobre os solos sedimentares, pelo que não irá ser desenvolvido o assunto dos solos residuais, sendo apenas realizadas breves comparações em aspetos que os dois tipos de maciço terroso divergem consideravelmente.

Os solos sedimentares são formados por acumulação de partículas minerais resultantes da decomposição e da desintegração de maciços rochosos noutra local. As partículas são transportadas pelo vento e água e depositam-se em determinado local com o auxílio da gravidade (Matos Fernandes, 2012). No caso dos solos sedimentares da zona aluvionar da Ria de Aveiro, existe uma grande variedade na sedimentação, o que torna esses solos tão interessantes do ponto de vista científico. Os sedimentos que se depositam naquela região provêm parcialmente do Rio Vouga que desagua e serve de meio de transporte dessas partículas, assim como a própria água do Oceano Atlântico que, aquando da preia-mar, invade a Ria de Aveiro e consigo transporta também sedimentos e até mesmo matéria orgânica, tal como algas ou resíduos animais. A somar aquelas duas grandes situações ocorre ainda a deposição de material arenoso por ação do vento, que em algumas zonas da região de Aveiro formam grandes extensões de areias puras de duna, e na zona do complexo Aluvionar Lodoso, leva a que por

vezes ocorram misturas de areias desta origem com areias e solos mais finos das outras origens anteriormente referidas.

Os solos sedimentares devido, a estarem saturados, salvo raras exceções, são propícios à criação de matéria vegetal, desde um simples musgo a uma grande variedade de plantas, aos resíduos resultantes da atividade lagunar de seres vivos da família dos moluscos e crustáceos. No caso da zona aluvionar da Ria de Aveiro, devido à sua grande biodiversidade, pode-se constatar que o solo também conterá notável percentagem de matéria orgânica, podendo usualmente classificar-se como solo orgânico. O termo solo orgânico refere-se geralmente a um solo transportado derivado do intemperismo com uma observação mais ou menos visível de matéria orgânica (Terzaghi & Peck, 1967).

## 2.2. Composição Granulométrica

Se um solo é um conjunto de partículas, então o conhecimento da distribuição e do tamanho dessas é fundamental. É esse o objetivo da granulometria (Silva Cardoso, 1987).

De acordo com Das (2005), a análise granulométrica é a determinação da faixa de tamanho das partículas de um solo, expressa como percentagem do peso total seco. Para a determinação desta faixa existem dois métodos. Para as partículas de dimensões maiores utiliza-se o método da peneiração, enquanto que para as partículas de dimensões inferiores, usa-se o método da sedimentação.

A Figura 2.1 representa gráficos-tipo dos principais tipos de solos em relação à composição granulométrica. O eixo das abcissas, em escala logarítmica, representa o diâmetro dos grãos, enquanto que o eixo das ordenadas representa a percentagem de material passado nos peneiros. Usualmente, coloca-se sob o eixo das abcissas uma classificação das partículas de acordo com as suas dimensões, como se apresenta na referida Figura 2.1.

A norma portuguesa E 196 (1966) indica que os peneiros a utilizar são da série ASTM de malha quadrada de 76,1 mm, 50,8 mm, 38,1 mm, 25,4 mm, 19,0 mm, 9,51 mm, 4,76 mm (nº 4), 2,00 mm (nº 10), 0,841 mm (nº 20), 0,420 mm (nº 40), 0,250 mm (nº 60), 0,10 mm (nº 140) e 0,074 mm (nº 200) de abertura.

A Figura 2.2 representa o triângulo de Feret, que é usado para orientar sobre a textura de um solo. Segundo (Rodrigues, 2015) a textura do solo depende da proporção de areia, silte ou areia na sua composição.

Com os resultados obtidos na curva granulométrica, pode-se aplicar essas percentagens no triângulo e a intersecção de três linhas irá corresponder a um ponto numa das áreas do triângulo.

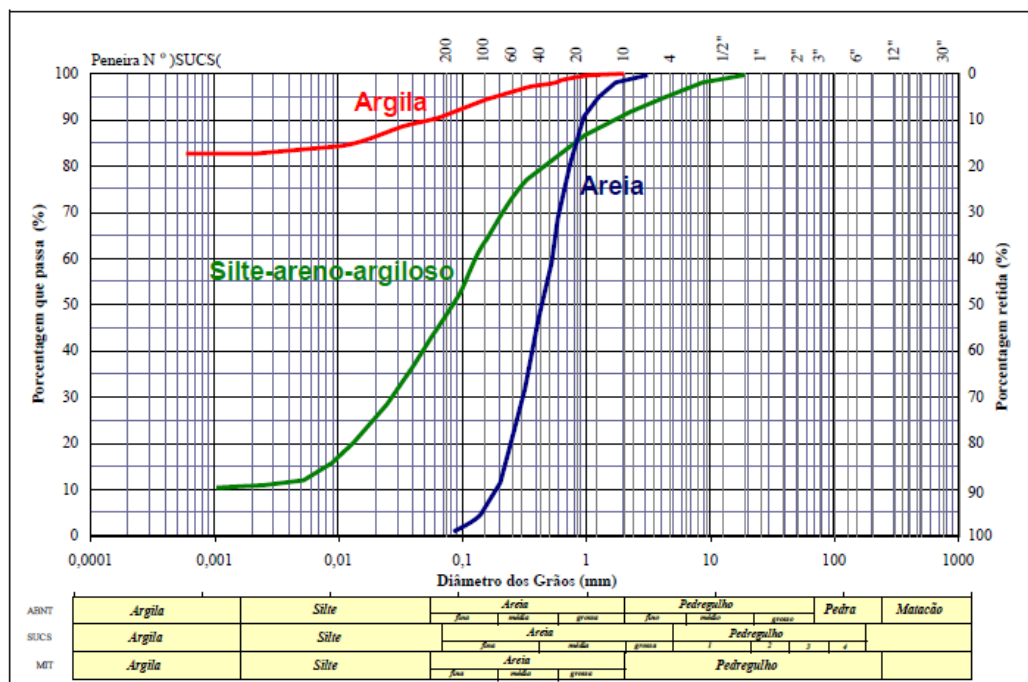


Figura 2.1 - Gráficos tipo de representação da curva granulométrica em solos (Matos Fernandes, 2012).

A classificação de Feret é baseada na percentagem das três principais componentes granulométricas de um solo: areia, silte e argila, desconsiderando-se a presença de matéria orgânica e a presença de partículas de solo maiores que 2 mm. Naquela classificação o total de partículas de um solo é igual ao somatório da proporção de areia, silte e argila, de modo que o solo pode ter de 0 a 100% de areia, de silte e de argila.

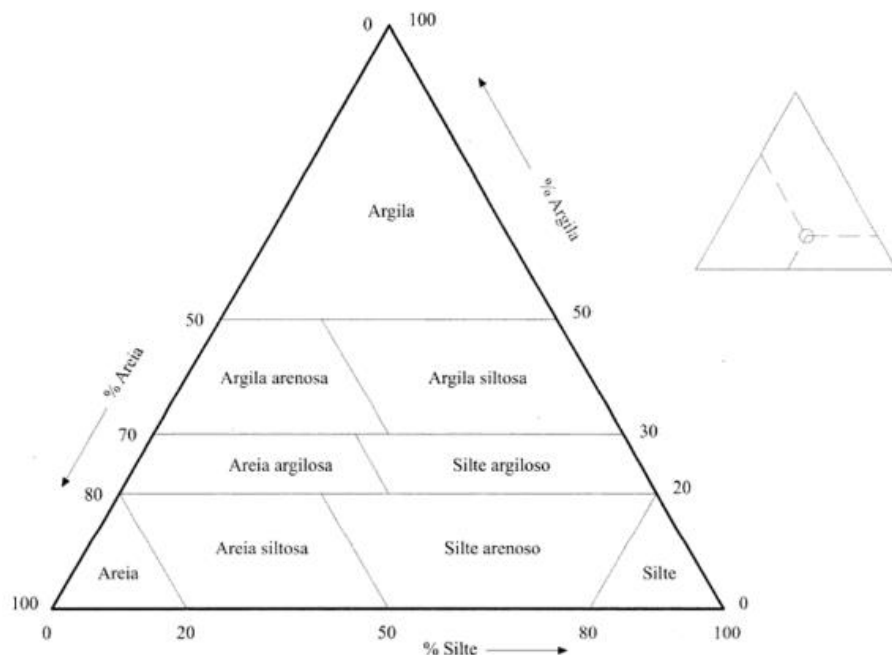


Figura 2.2 - Triângulo de Feret: nomes atribuir aos solos de acordo com a sua composição granulométrica (Matos Fernandes, 2012).

No sentido de sistematizar todos os solos, incluindo os que têm partículas de dimensão superior a 2mm e inclusive os que incluem matéria orgânica, existem outras classificações como mais à frente se apresenta.

## 2.3. Limites de Consistência

Os limites de consistência, também conhecidos por limites de Atterberg, são índices que permitem orientar sobre eventual comportamento mecânico dos solos finos.

Dependendo do tipo de solo, se este é composto maioritariamente por material argiloso ou por material arenoso, existem diferentes tipos de ensaios para avaliar o seu comportamento mecânico. Em solos arenosos o grau de compactidade (GC) que é função do índice de vazios,  $e$ , é o parâmetro que predomina para a sua caracterização físico-mecânica. Contudo, em solos argilosos, devido às suas propriedades, são usados outros critérios.

Para solos argilosos, de acordo com Matos Fernandes (2012), o teor em água é o parâmetro físico fundamental. Com efeito, enquanto num solo granular o índice de vazios não depende do teor em água, num solo fino saturado este índice é mera consequência do teor em água.

Ao diminuir gradualmente o teor em água de uma suspensão de argila, a mistura argila/água passa de um estado líquido a um estado plástico e, por fim, a um estado sólido. Atterberg sugeriu, em 1911, que os solos finos só podem existir, na natureza, em quatro estados físicos (líquido, plástico, semi-sólido e sólido), pelo que os teores em água que limitam esses diferentes estados se designam por Limites de Atterberg (Silva Cardoso, 1987).

Segundo (Santos, 2011) o comportamento dos quatro estados físicos são os seguintes:

- Estado sólido: o solo não é moldável, dado o baixo teor em água;
- Estado semi-sólido: o solo desfaz-se em fragmentos quando se tenta moldá-lo;
- Estado plástico: é possível moldar o solo, sem variação de volume;
- Estado líquido: o solo toma a forma do recipiente em que for introduzido.

Na Figura 2.3 é possível observar um esquema representativo dos quatro estados físicos que um solo fino experimenta quando existe uma variação do teor em água e os consequentes limites que correspondem às fronteiras dos mesmos. Apresentam-se, portanto, os limites:

- Limite de liquidez ( $\omega_L$ ) - Corresponde ao teor em água acima do qual o solo se comporta como um líquido. Define a fronteira entre o estado líquido e o estado plástico;

- Limite de plasticidade ( $\omega_p$ ) - Corresponde ao teor em água abaixo do qual o solo deixa de ter um comportamento plástico. Define a fronteira entre o estado plástico e o estado semi-sólido;
- Limite de retração ( $\omega_s$ ) - Corresponde ao teor em água que permite ao solo ter um comportamento de um sólido. Define a fronteira entre os estado semi-plástico e o estado sólido.

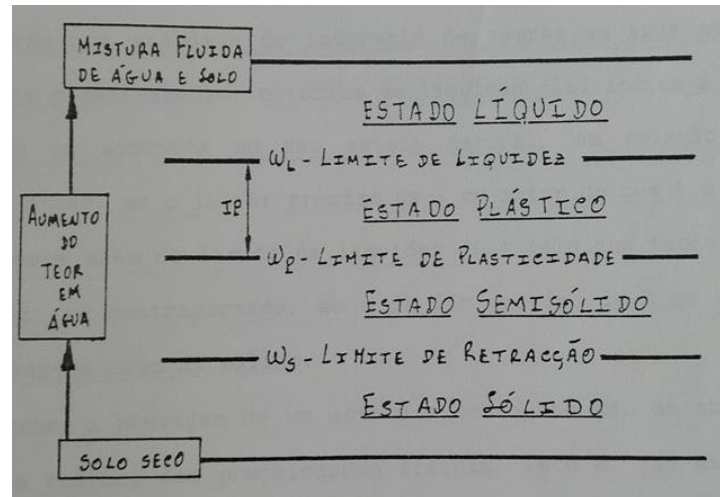


Figura 2.3 - Esquema sobre os estados físicos de um solo fino, e suas fronteiras: Limites de Atterberg (Silva Cardoso, 1987).

Existem procedimentos padronizados e normas para a determinação dos limites de consistência em laboratório. Posteriormente, é possível determinar os índices de consistência, liquidez e plasticidade como indicado nas equações (2.1), (2.2) e (2.3) respectivamente:

$$I_C = (\omega_L - \omega) / (\omega_L - \omega_P) \quad (2.1)$$

$$I_L = (\omega - \omega_P) / (\omega_L - \omega_P) \quad (2.2)$$

$$I_P = \omega_L - \omega_P \quad (2.3)$$

Observa-se que a equação 2.1, correspondente ao índice de consistência, depende da equação 2.3, correspondente ao índice de plasticidade, sendo inversamente proporcionais. Dessa forma, é seguro afirmar que quanto maior for o índice de plasticidade, menor será o índice de consistência e, portanto, maiores os problemas associados à utilização do solo para fins de engenharia. A Tabela 2.1 resume a classificação dos solos argilosos em relação ao seu índice de consistência.

Tabela 2.1 - Classificação dos solos argilosos quanto à consistência (Matos Fernandes, 2012).

<b>Argila</b>	<b><math>I_c</math></b>
Muito mole	0,0 – 0,25
Mole	0,25 – 0,50
Média	0,50 – 0,75
Rija	0,75 – 1,00
Dura	>1,00

## 2.4. Classificação dos Solos

A avaliação das propriedades fundamentais de um solo pode ser difícil, cara e requerer muito tempo. Como em muitos problemas de engenharia não se dispõem de expressões analíticas que traduzam matematicamente o problema, o agrupamento de solos em secções semelhantes pode ser muito útil. A classificação dos solos consiste nessa divisão em grupos de solos com características semelhantes (Silva Cardoso, 1987).

Atualmente, para o uso em engenharia, os dois sistemas principais de classificação dos solos são a Classificação Unificada e o sistema AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*). Os dois sistemas baseiam-se em propriedades como a distribuição granulométrica, limite de liquidez e índice de plasticidade do solo.

Segundo Das (1985), o sistema de Classificação Unificada foi originalmente proposto por Casagrande em 1942 e, depois, revisto em 1952 pelo Departamento de Recuperação dos EUA. Atualmente, o sistema é amplamente utilizado por várias organizações, engenheiros geotécnicos em consultoria privada e códigos de construção. Inicialmente, existem duas divisões principais: solo grosseiro (gravilha e arenoso), caso mais de 50% do material ficar retido no peneiro nº 200 e como solo fino (silte e argila), caso a percentagem de material passado no peneiro nº 200 seja superior a 50%. Em Anexo I apresentam-se os elementos fundamentais desta Classificação.

Por outro lado, o sistema AASHTO foi desenvolvido em 1929 e posteriormente submetido a várias revisões. Neste sistema, o solo é classificado em sete grandes grupos, de A-1 até A-7. Solos classificados com A-1, A-2, e A-3 são materiais granulares dos quais 35% ou menos passam no peneiro nº 200, enquanto que os solos com mais de 35% de passados no peneiro nº 200 são classificados com A-4, A-5, A-6 e A-7, sendo considerados materiais de silte e argila. Em Anexo I apresentam-se os elementos principais desta classificação.

Comparando os dois sistemas de classificação dos solos, observa-se que ambos são baseados na textura e plasticidade do solo. Além disso, os sistemas dividem os solos em duas categorias principais: os granulares e os de grão fino. Segundo o sistema de classificação AASHTO, um solo é considerado fino quando no peneiro nº 200 passam mais de 35%, enquanto

que de acordo com o Sistema Unificado, para ser considerado um solo fino teriam de passar 50% no peneiro nº 200. Das (2002) afirma que um solo de grão grosso que tenha cerca de 35% de grãos finos comportar-se-á como um material de grão fino, pois existem grãos finos suficientes para preencher os vazios entre os grãos de diâmetro superior e impor o comportamento similar aos de solos finos. Neste sentido o sistema AASHTO parece mais adequado para a classificação dos solos, pois um solo fino ou equivalente tem um comportamento coesivo como o comum das argilas, enquanto um solo granular tem um comportamento atritivo, como o comum das areias.

Por outro lado, no sistema no sistema AASHTO, material granular engloba cascalhos e areias, enquanto que no sistema Unificado os mesmos são separados. Inclusive os símbolos utilizados no sistema Unificado são mais descritivos das propriedades do solo do que os símbolos utilizados no sistema AASHTO.

Em relação aos solos orgânicos, o sistema Unificado permite classificá-los, enquanto o sistema AASHTO nem os considera. Trata-se de uma lacuna considerável, visto que muitas vezes são esses solos que causam problemas na engenharia. De qualquer modo a classificação AASHTO usa-se mais para classificar os solos como materiais de construção para obras e terra, e nesse caso os solos orgânicos nem sequer são considerados, pois nunca devem ser usados.

## **2.5. Formação dos Solos Sedimentares**

Os solos sedimentares tal como o nome indica, são formados a partir de sedimentos. Em 2.1., fez-se uma breve apresentação acerca da formação deste tipo de solos. No entanto, segue-se uma análise mais detalhada da formação deste tipo de solo muito comum na superfície terrestre.

A Figura 2.4 representa o ciclo das rochas, na qual uma parte ilustra a problemática em análise, ou seja, de onde advêm os sedimentos, sejam eles areias, siltes ou argilas.

Tal como fica exposto na Figura 2.4, as rochas (metamórficas, sedimentares e magmáticas) quando surgem à superfície sofrem meteorização e erosão, através de agentes como a água e o vento. Assim, quando agentes, como a água ou o vento, perdem energia, os sedimentos e partículas em suspensão são conduzidos pela força da gravidade até à superfície terrestre, começando a formar uma camada de sedimentação. Esta última designa-se de estratificação.

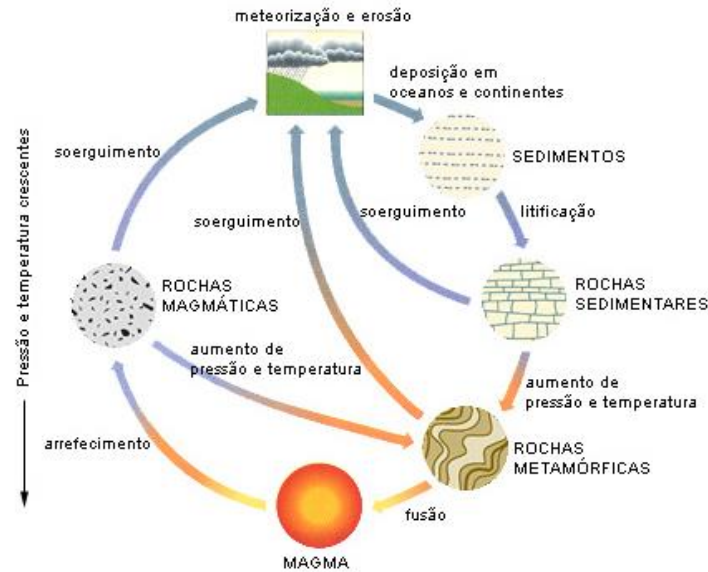


Figura 2.4 - Ciclo das rochas (Anón., 2017a).

Os locais de sedimentação são designados por bacias de sedimentação, estando normalmente situados no fundo dos rios, oceanos, lagos e lagoas, mas também em superfícies secas como vales, planícies e lugares propícios. A Figura 2.5 exemplifica os dois tipos de formação de bacias sedimentares.

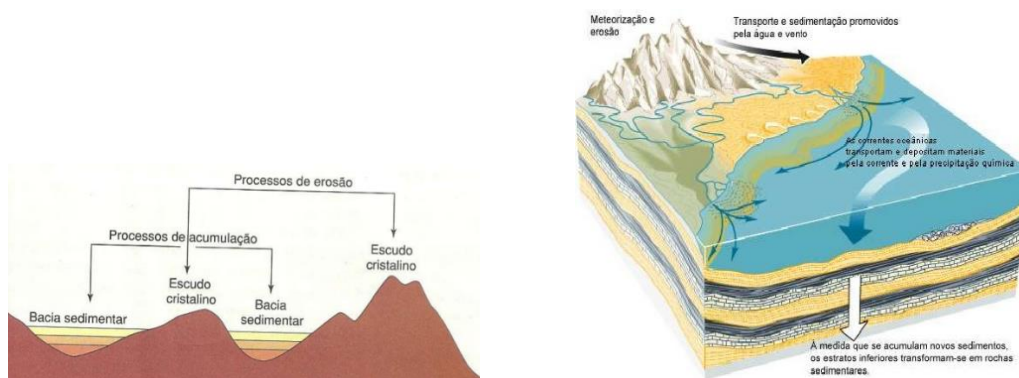


Figura 2.5 - Formação de bacias sedimentares (Anón, 2017b).

É evidente que as camadas de sedimentos só se transformam em rochas sedimentares após sofrerem cimentação e altas pressões das camadas mais novas. Ou seja, as camadas que se encontram mais perto da superfície são tratadas como solos sedimentares. Do ponto de vista da engenharia este é um assunto relevante, pois os solos sedimentares não têm a mesma



capacidade de carga apresentada pelas rochas sedimentares. Na Figura 2.6 pode-se observar um perfil de uma antiga bacia de sedimentação que, certamente, sofreu um evento geológico.



Figura 2.6 - Perfil exposto de bacia de sedimentação (Anon., 2017c).

## 2.6. Depósitos de Solos Moles em Portugal

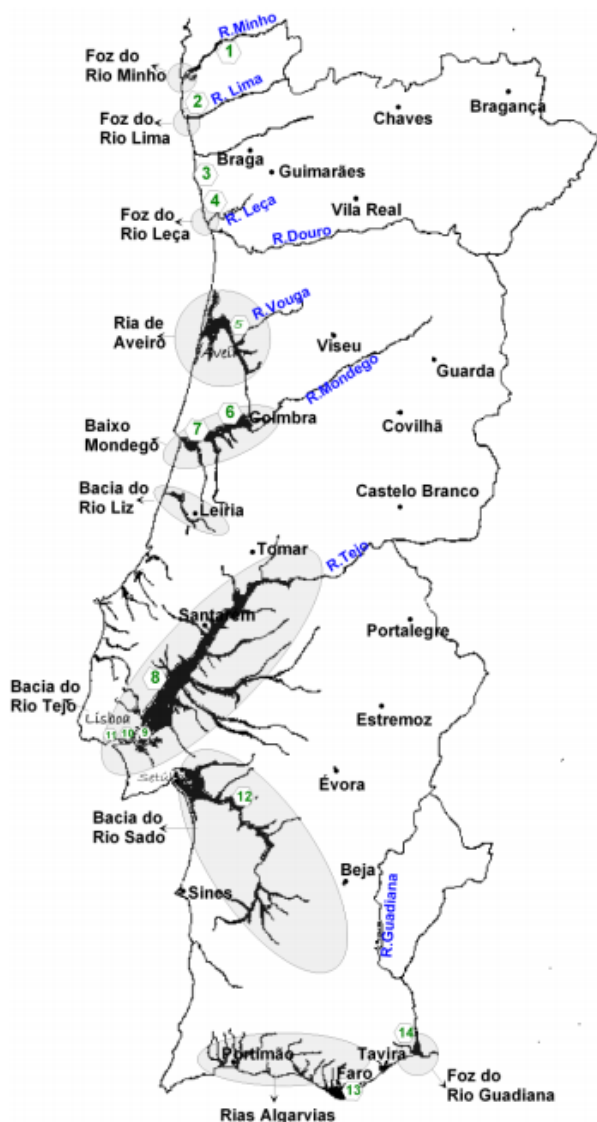
Segundo Bonito (2008) a ocorrência dos depósitos de solos moles mais importantes em Portugal está, na sua esmagadora maioria, associada às principais bacias hidrográficas, de onde se conclui a preponderante ação transportadora desenvolvida pelos rios no seu processo de formação. Os ambientes de depósito são predominantemente estuários, como o caso do estuário do Tejo e do Sado, todavia nalguns casos desenvolveram-se lagunas litorais, tal como na região de Aveiro.

Na Figura 2.7 estão representadas as principais ocorrências de solos moles em Portugal, bem como a descrição sumária de algumas das obras emblemáticas construídas neste tipo de solos (Bonito, 2008).

Em Portugal Continental, ao contrário de outros países da Europa, a população concentra-se no litoral. Nos últimos anos tem-se evidenciado um crescente aumento migratório da população do interior do país, para os centros urbanos junto ao litoral. Este acontecimento, exige por si só um aumento desses centros urbanos no que diz respeito às infraestruturas de engenharia civil e está intrinsecamente ligado à problemática em estudo.

Se até então as construções e infraestruturas sobre os depósitos de solos moles eram evitadas, com o crescente aumento da densidade populacional e a necessidade de ampliação

dos centros urbanos, tal já não é possível. Deste modo, o estudo destes depósitos é essencial para evitar ou minimizar problemas acrescidos nas construções, colocando desafios acrescidos.



1. **Acessos à Ponte Internacional de Valença**, com aterros sobre solos lodosos;
2. **Acessos à nova Ponte de Viana do Castelo**, com aterros sobre solos moles na margem direita consolidados com geodrenos;
3. **Porto de mar da Póvoa de Varzim**, com execução de estacas de brita por vibrosubstituição em solos lodosos;
4. **Porto de Leixões**, na Foz do rio Leça, onde ocorrem solos lodosos com espessura considerável;
5. **IP5, lanço Aveiro-Albergaria**, com 14 kms de extensão e parte do traçado sobre aluviões lodosos da Ria de Aveiro, consolidadas com estacas de areia;
6. **A1, lanço Coimbra-Condeixa**, com aterros e obras de arte sobre as aluviões do Baixo Mondego, numa extensão de cerca de 3 kms;
7. **IP3, lanço Figueira da Foz-Sª Eulália**, com aterros sobre solos moles numa extensão de 1.5 kms consolidados com geodrenos;
8. **A1, lanços Vila Franca de Xira-Carregado e Carregado -Aveiras de Cima**, com aterros e obras de arte sobre solos aluvionares da bacia do Tejo numa extensão de cerca de 6 kms, consolidados por compactação dinâmica, estacas de areia e pré-carga;
9. **Nova Ponte sobre o Rio Tejo (Ponte Vasco da Gama)**;
10. **Obras da Expo'98**;
11. **Extensão da rede do Metropolitano de Lisboa entre o Rossio e o Cais do Sodré**, onde ocorrem formações lodosas da bacia do Tejo;
12. **Nova Ponte de Alcácer do Sal**, com fundações profundas e parte dos acessos em aterro sobre solos aluvionares da bacia do Sado;
13. **Porto de mar de Olhão**, com infra-estruturas sobre solos consolidados por compactação dinâmica, e superficialmente, com enrocamento embutido;
14. **Ponte Internacional do Guadiana**, em Vila Real de Sª António, com fundações profundas e aterros construídos sobre solos compressíveis consolidados com geodrenos.

Figura 2.7 - Localização aproximada das principais ocorrências de depósitos de solos moles em Portugal Continental e algumas obras relevantes neles realizadas (Bonito, 2008).

## 2.7. Solos Argilosos de Origem Sedimentar

Geralmente os maciços terrosos de origem sedimentar são argilosos, ou contêm uma significativa percentagem de argila. Como a argila se origina através da desagregação de rochas feldspáticas por ataque químico ou físico provocando uma fragmentação da rocha em partículas muito pequenas, estas são transportadas normalmente pela corrente de água. Portanto, quando a força hidrodinâmica da água já não é suficiente para mantê-las em suspensão, estas depositam-se no fundo, formando assim os depósitos aluviais.

Deste modo, solos argilosos de origem sedimentar são geralmente encontrados junto ao litoral costeiro e junto às margens dos atuais rios e em bacias de sedimentação. Estas podem representar antigos leitos de rios, lagos ou mesmo do fundo oceânico.

### 2.7.1. Minerais de Argila

Entende-se que é necessário fazer uma breve apresentação sobre os minerais de argila para que assim se possa compreender melhor o comportamento dos maciços terrosos que contêm percentagens destes.

Enquanto que os minerais de areia são facilmente visualizados a olho nu, os minerais de argila têm dimensões na ordem de  $1\mu\text{m}$  (1 milésimo de milímetros) e, desta forma, torna-se difícil observá-los individualmente sem auxílio de um microscópio. Como fica evidenciado na Figura 2.8, em que está representado uma vista de microscópio de uma porção de minerais de argila, estes para além de terem uma dimensão muito pequena têm também uma forma laminar.

Para além de diferirem bastante geometricamente, é importante realçar que ao contrário das areias, os minerais de argila são quimicamente muito ativos. Não dando ênfase à constituição químico-mineralógica das argilas, uma vez não ser relevante o estudo do mesmo para o tema, importa salientar que devido a vários fatores, as partículas de argila têm carga elétrica negativa.

Dado isto, para compensar a carga elétrica negativa, as partículas atraem iões de sinal positivo, que permanecem ligados por ligações muito débeis sendo facilmente substituídos por outros. Por este motivo, os iões em causa são designados por iões permutáveis, sendo que os catiões mais comuns nos solos são o  $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{H}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Na}^+$  e o  $\text{NH}_4^+$  (Silva Cardoso, 1987).

Estando as partículas de argila submersas em água, os iões permutáveis e as superfícies dos minerais adsorvem água, ou seja, hidratam, e ao hidratarem aumentam consideravelmente o seu volume.

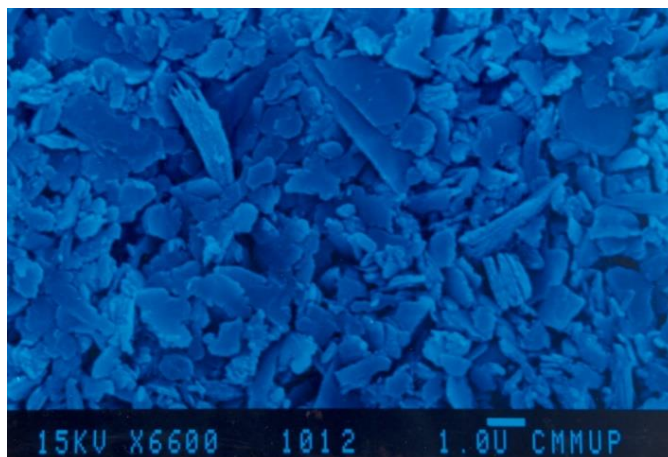


Figura 2.8 - Fotografia de partículas de caulinite obtida com microscópio eletrotônico (Begonha, 1989).

Com o aumento do volume, existe um aumento também da distância à superfície de cada partícula e, por conseguinte, a concentração de íons na água reduz. Na Figura 2.9 está representado o conjunto de cargas elétricas que estão presentes na superfície da partícula e na periferia, formando uma dupla camada elétrica.

Segundo Matos Fernandes (2012), entre as partículas de argila desenvolvem-se forças de superfície que, em muitos casos, ultrapassam em importância as forças gravíticas. Assim, quanto maior a superfície das partículas, maior a importância das forças de superfície em relação ao peso próprio.

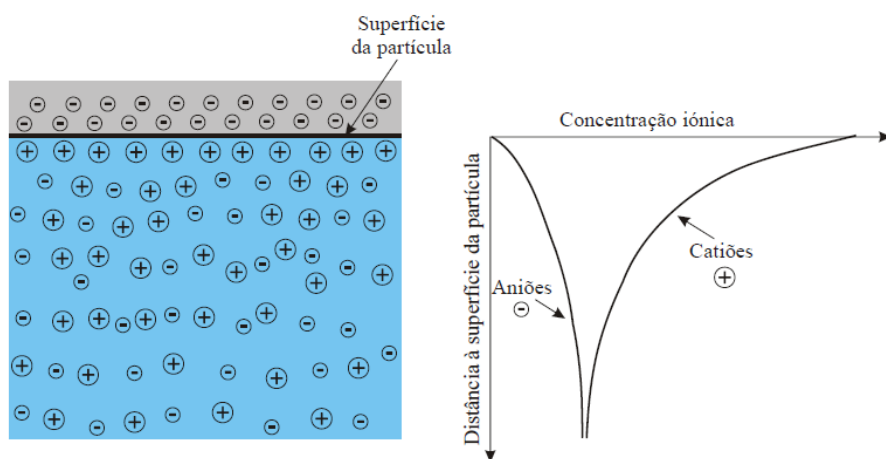


Figura 2.9 - Dupla camada elétrica numa partícula de argila (Matos Fernandes, 2012).



Em suma, é relevante afirmar que as partículas argilosas têm uma importância elevada nos solos, pois interagem não só fisicamente, mas também quimicamente. Esta propriedade ganha especial importância em solos onde o nível freático seja variável.

### 2.7.2. Lodos da Zona de Aveiro

O Rio Vouga, ao contrário dos restantes rios em Portugal Continental, não desagua diretamente no oceano. A sua foz forma um delta que, com as alterações ao longo dos anos, deu origem à famosa Ria de Aveiro. Esta zona é muito plana, e apesar da influência das marés na ria, a inércia da água não é significativa. Desta forma, é usual sentir-se um cheiro a material em decomposição nos meandros e canais da ria.

Os lodos da zona de Aveiro assumem grande importância do ponto de vista de engenharia, pois a sua capacidade de carga é muito baixa e a cidade está em parte assente sobre eles. Dado o desenvolvimento atual a cidade está a expandir-se para locais onde os lodos ocorrem (Ferreira Gomes & Ladeira, 1989). A Figura 2.10 representa uma imagem de satélite englobando a costa desde São Jacinto até ao centro de Aveiro, evidenciando o facto acima mencionado

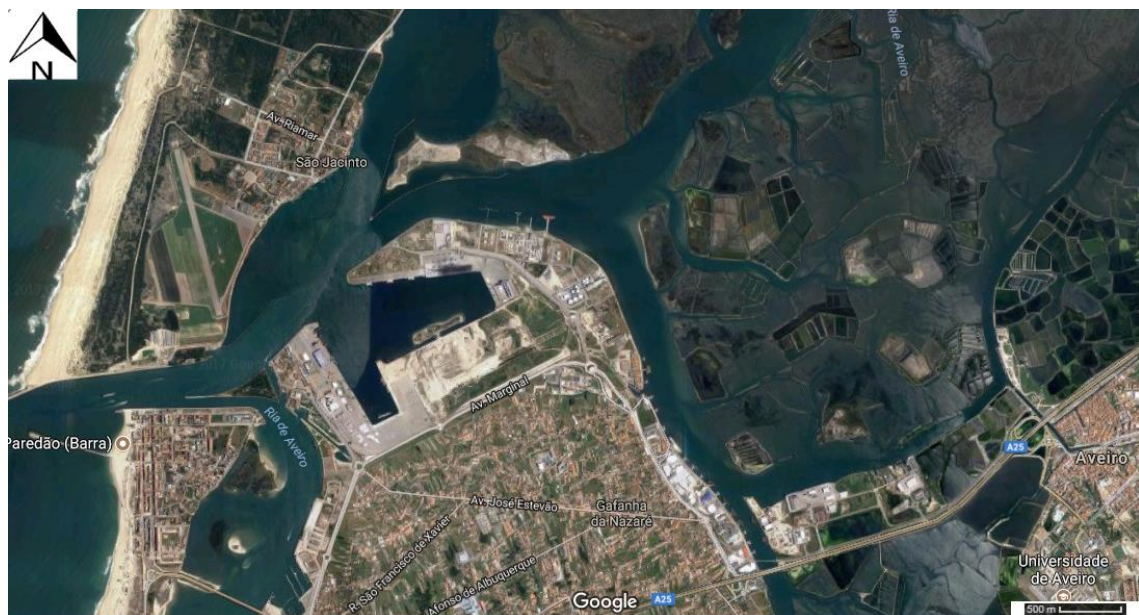


Figura 2.10 - Imagem via satélite da zona de Aveiro (a partir de Google Maps, 2017).

De acordo com Ferreira Gomes e Ladeira (1989) os lodos de Aveiro são solos muito heterogêneos, constituídos por partículas argilo-siltosas muito ricas em matéria orgânica. Apresentam quase sempre restos de conchas e exalam um odor fétido.

Na Figura 2.11 observa-se a grande extensão que os lodos apresentam na zona de Aveiro. Estes lodos são recentes do ponto de vista geológico (Quaternário). Todavia, para além de muito heterogêneos têm variações litológicas bruscas, alterando entre lodos e areias. Contudo, em algumas zonas os lodos puros chegam a atingir 20 metros de espessura.

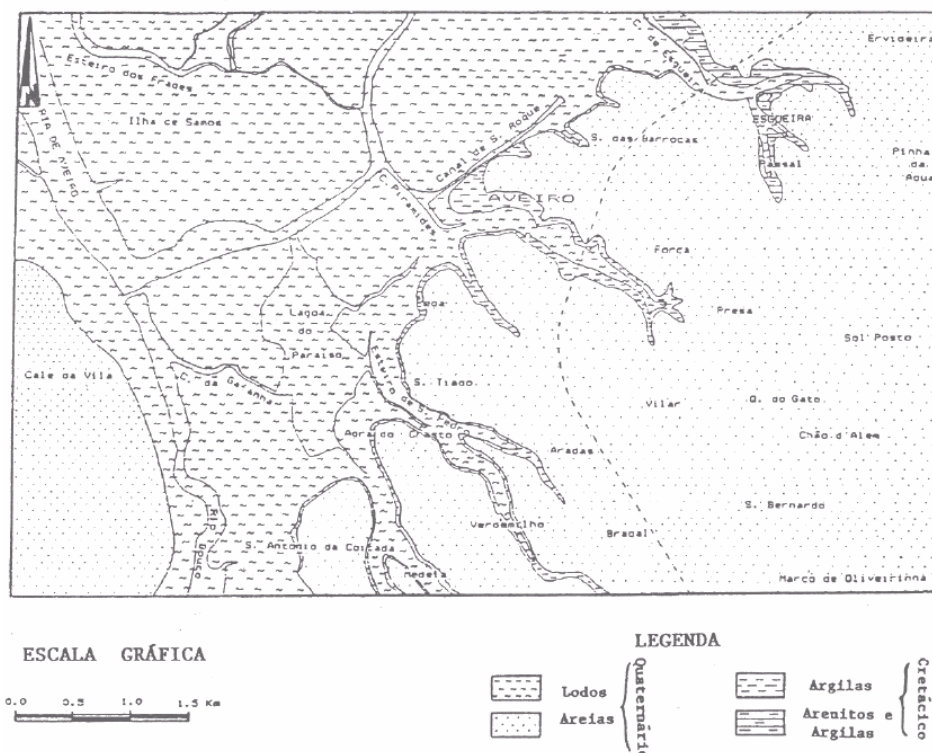


Figura 2.11 - Carta geológica de Aveiro (Ferreira Gomes & Ladeira, 1989).

Ferreira Gomes e Ladeira (1989) propuseram organizar os lodos em três grupos:

- Lodos arenosos;
- Lodos com areias;
- Lodos propriamente ditos (sensu strictu).

O critério utilizado para a divisão foi a percentagem de material retido no peneiro nº 200 (0,074 mm), que geralmente é areia eólica. Assim, aqueles lodos em que a percentagem de material retido fosse igual ou superior a 30% eram considerados lodos arenosos. Os lodos com areias, são aqueles que as partículas retidas apresentavam uma percentagem entre 15% e 29%. Por último, se as partículas retidas fossem inferiores a 15%, os lodos eram classificados como lodos propriamente ditos.

## 2.8. Compressibilidade de Solos

### 2.8.1. Aspectos Fundamentais

Como anteriormente já foi mencionado, do ponto de vista da engenharia, a grande problemática dos solos prende-se com os assentamentos que estes sofrem aquando da aplicação de uma carga. Estes assentamentos estão intimamente ligados à compressibilidade dos solos: quanto maior for a compressibilidade, maiores são os assentamentos provocados numa estrutura.

De tal modo, qualquer carga exterior provoca um estado de tensão diferente daquele que o maciço experimenta em repouso. Assim, considera-se pertinente fazer uma abordagem preliminar ao conceito de tensão em mecânica dos solos.

Na Figura 2.12 pode-se observar um recipiente completo de solo com um pistão no topo (b), simulando um solo sendo carregado verticalmente e confinado lateralmente. Essa carga vertical é transmitida através do solo por forças que se desenvolvem na superfície das partículas, como se pode observar em (a). As forças que se desenvolvem podem ser decompostas em duas componentes, uma normal e outra tangencial à superfície de contacto.

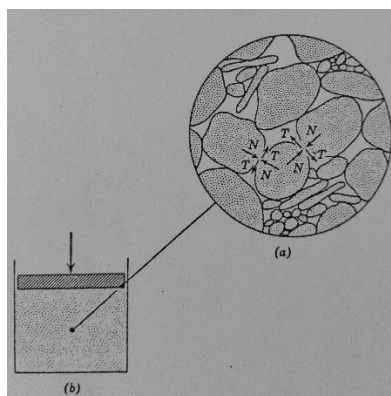


Figura 2.12 - Representação esquemática da transmissão de forças através de um solo seco: a) ampliação de uma parte da secção mostrando as forças transmitidas nos pontos de contacto; b) secção de um recipiente cheio de um solo seco (Silva Cardoso, 1987).

É de fácil compreensão concluir que a deformação de uma massa de solo resultará, portanto, das deformações individuais e dos deslocamentos relativos entre partículas contrariamente a um sólido ou a um líquido. Os deslizamentos relativos das partículas provocam um reajuste do esqueleto sólido da massa de solo, reduzindo os vazios, e consequentemente, sofrendo variação de volume. Do ponto de vista mais microscópico, as partículas que constituem

um solo são geralmente muito rígidas individualmente, no entanto, visto de um lado mais macroscópico, a rigidez das mesmas não está diretamente relacionada com a “rigidez” do solo.

Silva Cardoso (1987) enunciou quatro consequências da natureza do solo. A primeira consequência da natureza descontínua do solo é que a deformação de uma massa de solo é controlada pelas interações entre as partículas individuais, especialmente pelo deslizamento entre elas. Sendo o deslizamento entre as partículas um fenómeno não linear e irreversível, pode-se concluir que o comportamento tensão-deformação do solo também não o seja.

Dado que em certas circunstancias os solos se encontram saturados, e seguindo a primeira consequência acima descrita, o fluido intersticial que envolve a superfície de contacto das partículas assume relevante importância. O fluido intersticial, geralmente água, influencia a resistência ao deslizamento entre as partículas, seja por ação física, lubrificando as superfícies de contacto, ou devido à interação química que se estabelece entre as moléculas de água e a superfície das partículas. Surge, portanto, a segunda consequência da natureza do solo: o fluido intersticial influencia a natureza das superfícies minerais e, portanto, afeta os processos de transmissão das cargas nos pontos de contacto entre as partículas.

A presença do fluido intersticial, como se verifica, é bastante condicionante no comportamento do solo. Para compreender como a presença da água influencia o processo de transmissão de cargas nos pontos de contacto entre as partículas, pode-se por analogia, considerar um recipiente cheio de um solo saturado, com uma abertura no topo e ligado a um depósito de água que pode ser abastecido e elevado continuamente.

A Figura 2.13 mostra três posições relevantes do depósito. Em (a) o nível do depósito é coincidente com o nível de água no recipiente e, por conseguinte, não existe qualquer movimento de água (água em posição hidrostática). Elevando o depósito, a pressão na base do recipiente que contém solo aumenta, criando um fluxo de água ascensional como exemplificado em (b). Contudo o caudal que atravessa a areia não depende apenas da altura de elevação do depósito, mas também de uma característica do solo designada por permeabilidade.

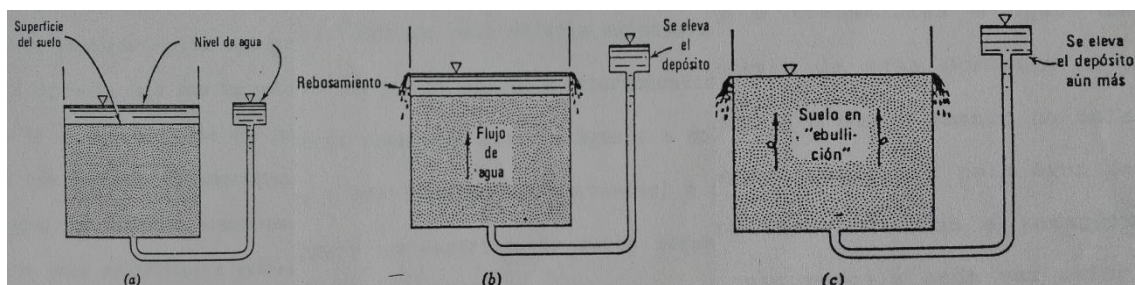


Figura 2.13 - Interação física entre a água intersticial e o esqueleto sólido. a) Não há circulação de água: estado hidrostático. b) Pequeno fluxo de água. c) Estado de levantamento hidráulico (Silva Cardoso, 1987).



Quanto maior for a elevação do depósito, maior é a pressão exercida na base do recipiente. Essa pressão, quando ultrapassa o peso próprio das partículas, provoca o seu arrastamento pelo caudal de água existente no recipiente, como se pode ver em (c). Quando se verifica este fenómeno, diz-se que foi alcançado um estado de levantamento hidráulico. Daqui surge a terceira consequência da natureza descontínua do solo: o fluido intersticial pode circular através do solo exercendo, assim, uma ação sobre o esqueleto mineral, modificando as cargas que atuam nos pontos de contacto entre partículas, alterando a resistência do solo.

Como observado, um solo é um sistema que contempla várias fases e, por esse motivo quando uma carga é aplicada a uma massa de solo, é previsível que parte seja transmitida ao esqueleto sólido e outra parte ao fluido intersticial. Para simular essa transmissão pode ser usado um modelo semelhante ao da Figura 2.14, proposto por Terzaghi, e muitas vezes referenciado como analogia de Terzaghi.

Na Figura 2.14 (a) observa-se um recipiente totalmente preenchido com solo saturado e com um pistão poroso que permite escoamento do fluido intersticial (água) quando se aplica uma carga vertical, simulando assim um estrato real confinado lateralmente. Por outro lado, em (b), está representada uma analogia hidromecânica, em que as propriedades do solo são simuladas por outros elementos: a mola helicoidal simula o esqueleto sólido e, para simular a resistência do solo à passagem da água, é colocado uma válvula num pistão impermeável.

Assim, aplicando uma carga na analogia hidromecânica com a válvula fechada, como representado em (c), a carga reparte-se entre a água e a mola. Todavia, como a água é praticamente incompressível, o pistão move-se muito pouco e, conseqüentemente, a mola sofre um encurtamento muito pequeno, sendo a água a receber a maior parcela da carga aplicada, ou praticamente toda.

Mas, como os solos têm permeabilidade, é necessário abrir a válvula para simular essa situação, como apresentado em (d). Desta forma, a pressão exercida pelo pistão na água obrigará esta a escoar pela válvula, significando um movimento descendente do pistão e conseqüente encurtamento da mola. Em relação à situação anterior (c), parte da carga absorvida pela água passa então para a mola, analogamente para o esqueleto sólido no modelo real. Temporalmente, a água vai escapando progressivamente e a parcela da carga exterior deixa de ser transmitida à água e passa a ser transmitida na totalidade à mola, ou seja, no momento em que a água deixar de escapar pela válvula, toda a carga exterior é transmitida à mola, atingindo-se o equilíbrio como representado em (d).

A pressão na água é designada por tensão neutra,  $\sigma_u$ , exatamente devido a esse motivo, por não ser efetiva, enquanto que a pressão exercida no esqueleto sólido é denominada por tensão efetiva,  $\sigma'_v$ . A tensão efetiva resulta, portanto, da subtração da tensão neutra à tensão total,  $\sigma_v$ , como demonstrado na equação (2.4).

$$\sigma'_v = \sigma_v - \sigma_\mu \quad (2.4)$$

A transmissão de carga da água para a mola não é imediata, pois a expulsão de água também não o é. Daqui pode-se concluir que o tempo que é necessário para ocorrer essa transmissão é dependente da permeabilidade do solo. Em (f), um gráfico mostra como a transmissão de carga entre a água e a mola se processa em função do tempo.

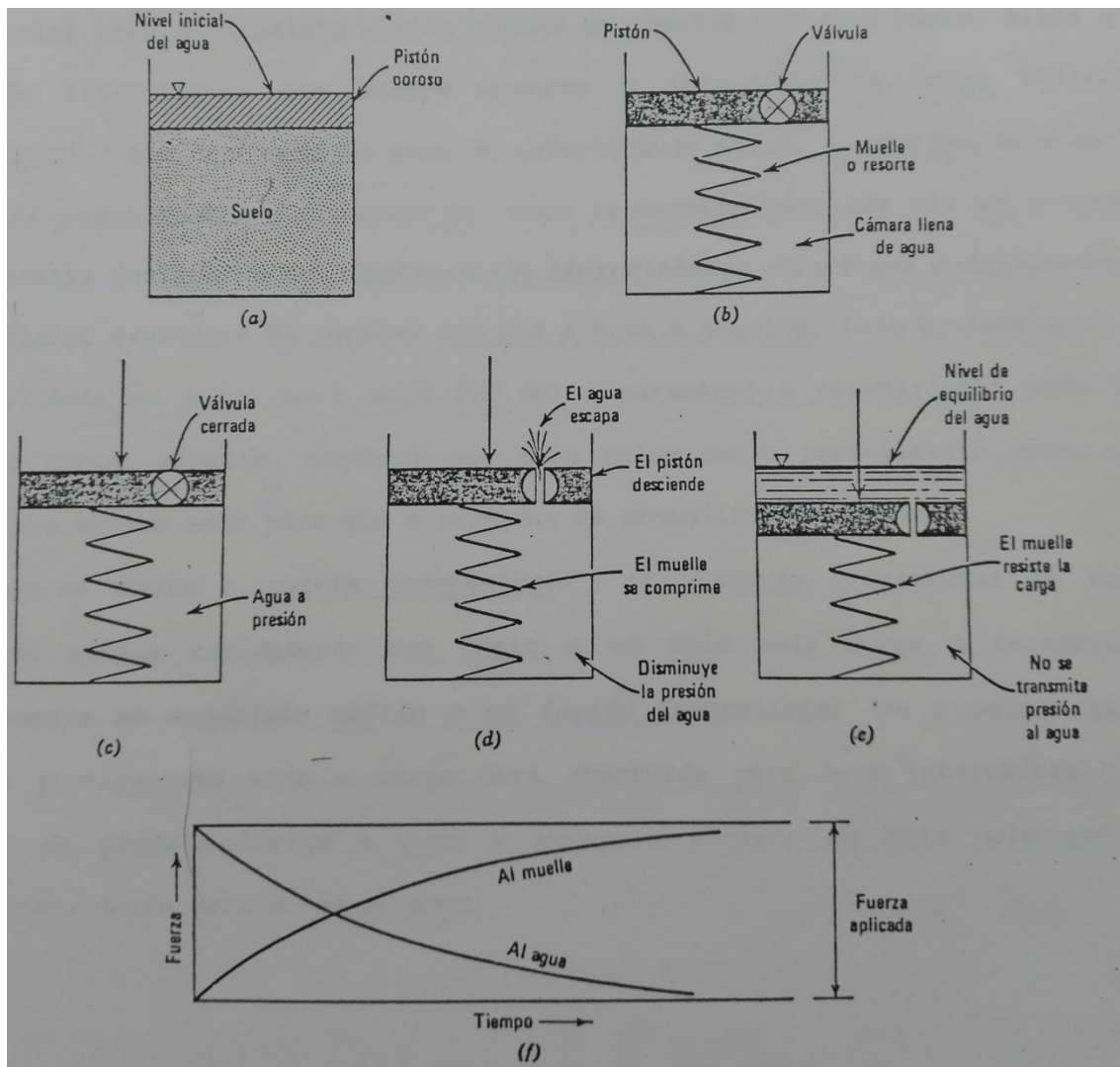


Figura 2.14 - Analogia hidromecânica ilustrativa da distribuição das solicitações num processo de consolidação. a) Exemplo real. b) Analogia hidromecânica: estado inicial. c) Aplicação da carga com a válvula fechada. d) Movimento descendente do pistão com o escape de equilíbrio final quando termina o escape da água. f) Transferência gradual das solicitações do fluido intersticial para o esqueleto sólido (Silva Cardoso, 1987).

A analogia hidromecânica permite entender os processos de transmissão de carga para uma massa de solo com maior facilidade. No entanto, dependendo do grau de saturação do solo, nem sempre o fluido intersticial suporta a totalidade da carga aplicada no momento inicial.

Segundo Silva Cardoso (1987), a este fenómeno dá-se o nome de consolidação e o espaço tempo necessário para que ele se processe completamente designa-se por desfasamento hidrodinâmico. Como acima mencionado, a rapidez de escoamento da água depende da permeabilidade do solo. Consequentemente o desfasamento hidrodinâmico depende da permeabilidade do solo. Assim, se um solo for muito permeável, a consolidação poderá ter lugar em poucos minutos, como é o exemplo das areias de duna. Em sentido oposto, os estratos argilosos, devido à sua impermeabilidade, podem necessitar de vários anos, ou até mesmo séculos, para que o processo de consolidação termine.

Chega-se, portanto, à quarta consequência da natureza do solo: quando se aplica rapidamente uma carga a um solo, esta carga é transmitida conjuntamente ao esqueleto sólido e ao fluido intersticial. No entanto a variação de pressão obriga a água a mover-se através do solo, pelo que as propriedades deste variam com o tempo.

Compreende-se, portanto, que, do ponto de vista da engenharia, a consolidação é um fenómeno mais relevante em solos tendencialmente argilosos do que em solos arenosos. A consolidação dos solos leva a assentamentos nas estruturas fundadas sobre os mesmos. Desse modo, como nos solos arenosos os assentamentos ocorrem em alguns minutos, são, portanto, considerados instantâneos e não trazem complicações futuras, enquanto que nos solos argilosos, com a sua morosa consolidação, acarretam consigo problemas de índole mais complexa.

Os assentamentos de uma estrutura estão essencialmente relacionados com as deformações que ocorrem por consolidação do solo sob as fundações da estrutura, no entanto existem três principais estágios de deformações que correspondem a três tipos de assentamentos: os instantâneos, ou seja, que se verificam principalmente devido à compressão de bolhas de ar e aos deslocamentos elásticos do esqueleto sólido e da água; os primários, que resultam da expulsão de água dos poros do solo e consequente rearranjo do esqueleto sólido, ditos assentamentos por consolidação primária; e os secundários, que acontecem devido a deslocamentos muito lentos provocados pela fluência do esqueleto sólido, ditos assentamentos por consolidação secundária. A Figura 2.15 ilustra um diagrama resultante de um ensaio de compressão de uma amostra de solo argiloso saturado que comporta os três principais estágios de deformações.

É de realçar que em maciços arenosos apenas são considerados os assentamentos instantâneos, uma vez que a componente dos outros dois assentamentos é tão baixa que

usualmente é desprezável. Enquanto, nos maciços argilosos saturados o assentamento total é a soma dos assentamentos instantâneos, primários e secundários.

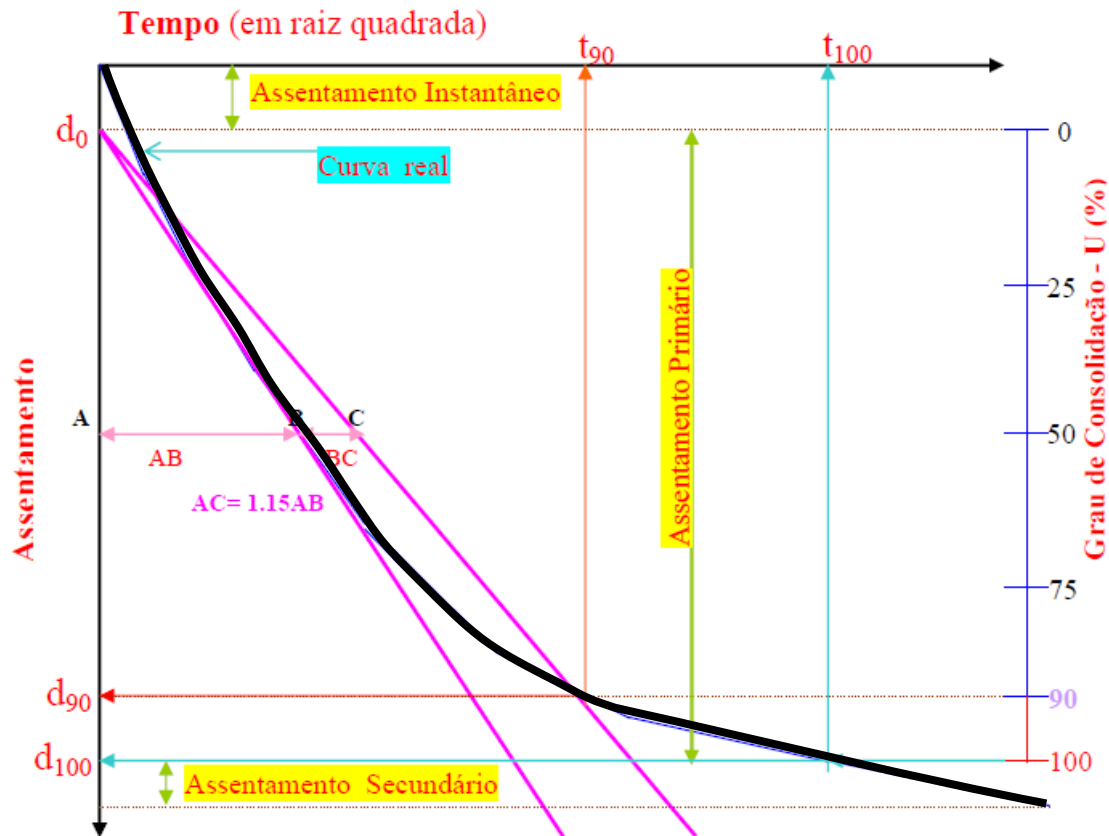


Figura 2.15 - Resultados típicos, em termos de assentamentos versus raiz quadrada do tempo, de um ensaio sobre uma amostra argilosa saturada, submetida ao longo do tempo a uma carga constante. Apresenta-se em simultâneo uma construção gráfica que permite separar as várias componentes do assentamento total (Ferreira Gomes, 2013).

## 2.8.2. Exemplos de Estruturas em Solos Compressíveis

Na história, temos exemplos que comprovam a teoria acima descrita. A emblemática Torre de Pisa, cuja construção se iniciou em 1173 e, passados cinco anos de construção, ainda no quarto andar, foi interrompida a sua construção por já apresentar uma considerável inclinação. Retomados os trabalhos, a torre foi concluída em 1370 apresentando um assentamento diferencial de cerca de 90 cm. Estudos posteriores demonstraram que a Torre de Pisa está fundada sobre um estrato de argila.

Após estudos aprofundados das propriedades dos estratos em que as fundações da Torre de Pisa estão assentes, foram tomadas medidas para estabilizar a torre, tais como colocar blocos de chumbo do lado Norte para contrabalançar.

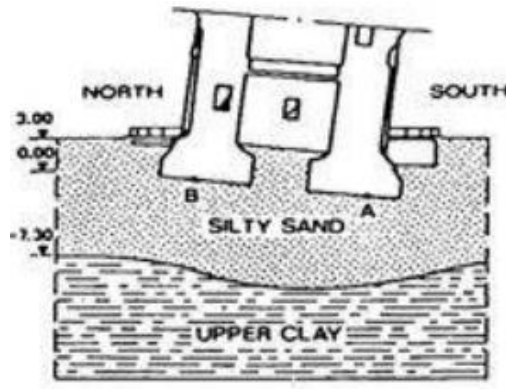


Figura 2.16 - Estratos sob as fundações da Torre de Pisa (Bartelletti et al, 1988).

Outro exemplo bastante conhecido e estudado é toda a Cidade do México, capital do México, inicialmente fundada pelo império Asteca numa pequena ilha do lago Texcoco rodeado de serras em todo o seu perímetro, Figura 2.17. Após a conquista dos Espanhóis, no século XVI, a cidade foi destruída e, ao longo do século XVIII, os lagos foram sendo drenados progressivamente, iniciando-se a expansão territorial sobre os solos resultantes da deposição de sedimentos.

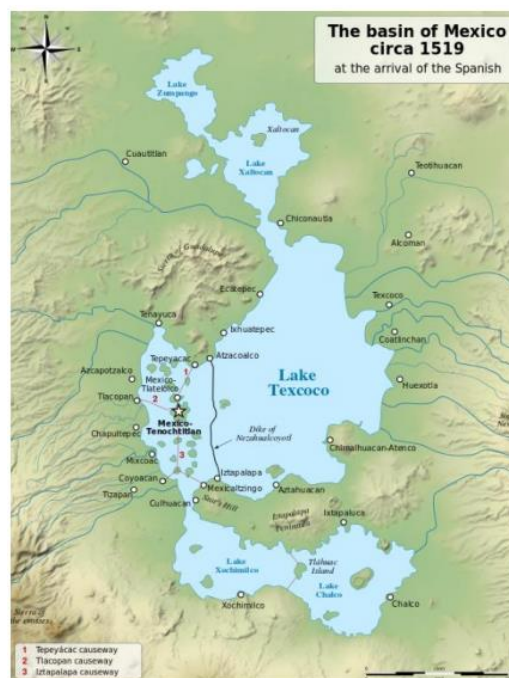


Figura 2.17 - A bacia do Vale do México no século XVI posterior às incursões espanholas na região (Taveira, 2015).

Com as colonizações, o território outrora coberto pela água do lago foi sendo edificado, sendo estes edifícios fundados precisamente sobre os solos sedimentares de origem lacustre, argilas moles intercaladas com camadas de siltes areias e calcalhos. Segundo Taveira (2015), a

área urbana do Vale do México é tradicionalmente dividida em três principais zonas geotécnicas: Encostas (Zona I), Transição (Zona II) e Lago (Zona III), como se pode observar na Figura 2.18 e constata-se que grande parte da cidade está inserida na Zona III.

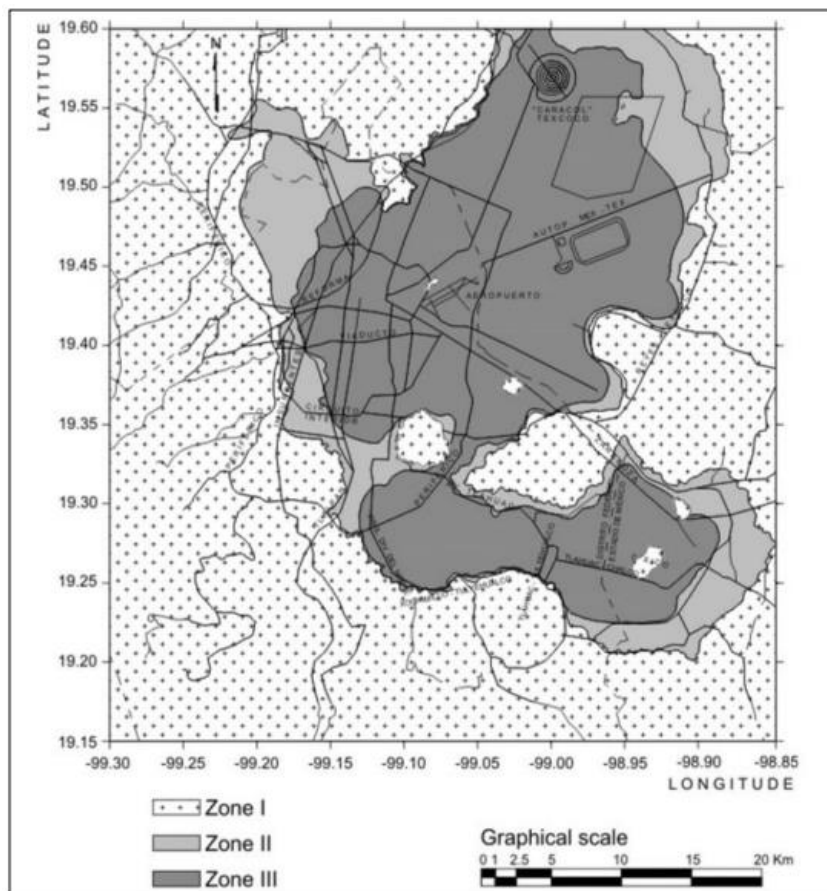


Figura 2.18 - Zonas geotécnicas da Cidade do México (Betton, 1987, *in* Taveira, 2015).

Também devido a bombagens de poços profundos a água é extraída e, consequentemente, a pressão neutra nos estratos reduz, aumentando a tensão efetiva do maciço terroso e em consequência resultam os assentamentos. Com o avançar da consolidação, os assentamentos vão se acumulando e isso é evidenciado em muitos edifícios da cidade. A Figura 2.19 representa a evolução dos assentamentos em três locais da cidade, sendo que em alguns locais os assentamentos acumulados atingiram os 13 metros. De acordo com Taveira (2015) dados recentes mostram que a taxa de subsidência tende a decrescer em certas áreas, em especial na zona ocidental da cidade onde as pressões neutras foram praticamente anuladas. Todavia, em algumas zonas edificadas recentemente o processo de consolidação ainda está no início, provocando uma taxa de subsidência de cerca de 40cm/ano.

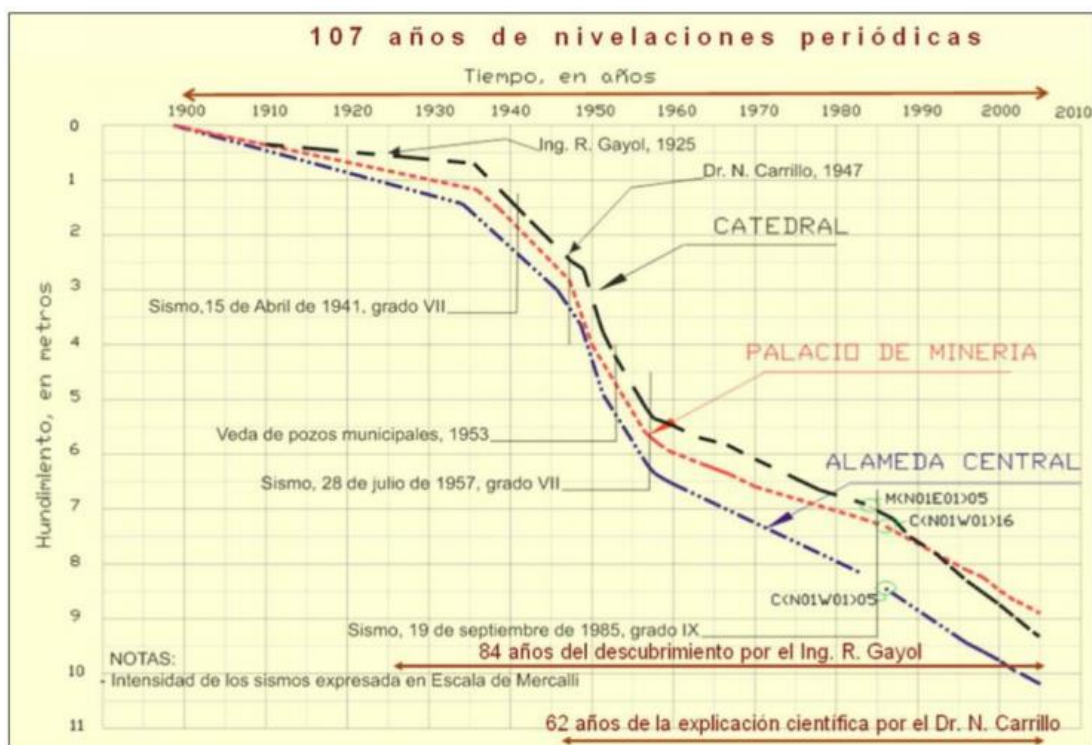


Figura 2.19 - Evolução do assentamento generalizado, em metros, em três locais da Cidade do México desde 1900 (Código de Construção da Cidade do México, 2004, *in* Taveira, 2015).

De realçar que esta temática sobre o conhecimento deste tipo de solos é muito importante, até do ponto de vista económico, pois o custo de reabilitar estes edifícios, muitos deles de um valor patrimonial e histórico elevadíssimo, é bem mais elevado do que projetar e executar uma solução de fundações que evite assentamentos diferenciais da ordem dos da Cidade do México.



(a)



(b)

Figura 2.20 - Edifícios com visível assentamento diferencial: a) Basílica de Guadalupe e Templo de Las Capuchinas, Cidade do México, antes das obras de recalce e reabilitação; b) Igreja de Santa Vera Cruz, Cidade do México (Matos Fernandes, 2012).



## 2.8.3. Consolidação Primária

### 2.8.3.1. Estrato Confinado Lateralmente

Afirma-se estar perante uma situação de estratos confinados lateralmente quando um maciço terroso carregado à superfície por uma sobrecarga uniformemente distribuída e cujas suas dimensões em planta são muito superiores à espessura do conjunto de estratos compressíveis.

A Figura 2.21 (a) representa um estrato confinado de argila com as condições acima descritas. Como o nome refere, confinado lateralmente, indica que não é possível deformações com componente horizontal. Para se compreender o processo, considere-se um ponto  $P$  qualquer no maciço terroso e observando (b) verifica-se que o vetor de deslocamento  $\delta_1$  associado à parcela de carga  $\Delta q_{s1}$  tem uma componente horizontal dirigida para a direita e uma vertical para baixo. Simetricamente a parcela  $\Delta q_{s2}$  está associada ao vetor deslocamento  $\delta_2$  pelo que dessa forma as componentes horizontais têm direções simétricas e anulam-se enquanto que as componentes verticais somam-se, como representa o vetor deslocamento  $\delta_{12}$ .

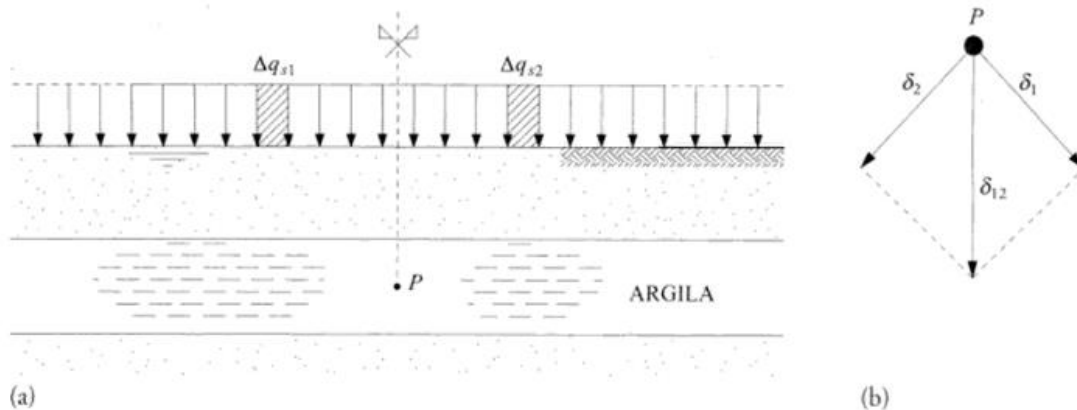


Figura 2.21 - Estrato confinado de argila: a) esquema de carregamento; b) vetor deslocamento de um ponto genérico induzido por duas cargas elementares simétricas (Matos Fernandes, 2012).

Como se pode observar, este tipo de sobrecarga aproxima-se muito do que ocorre na Natureza num depósito sedimentar, correspondendo a sobrecarga às novas camadas de sedimentos. Nestas condições, os estratos de argila ganham maior relevância por serem os que exibem maior compressibilidade e, conseqüentemente, mais assentamentos.



### 2.8.3.2. Ensaio de Consolidação

De forma avaliar a consolidação de estratos argilosos confinados lateralmente, em laboratório são realizados ensaios de compressão edométrica em amostras de solo indeformadas ou remoldadas. Este ensaio é conhecido por ensaio edométrico, ilustrado na Figura 2.22. Para a realização do ensaio, é colocada uma amostra de solo (proвете) num molde de metal rígido (anel) que, posteriormente, é colocada na célula edométrica que se encontra saturada. O anel, quer na parte inferior quer na parte superior, é dotado de uma placa porosa e o diâmetro é três vezes a altura do anel, simulando um estrato confinado lateralmente. O conjunto de componentes enunciados acima e ilustradas na Figura 2.23 designa-se de célula edométrica.

Para o ensaio existem duas aplicações de carga possíveis, dependendo dos parâmetros que se pretende estudar. Pode, portanto, ser aplicada a carga de forma contínua ou por escalões, designados por ensaios de carga contínua e ensaios incrementais respetivamente.

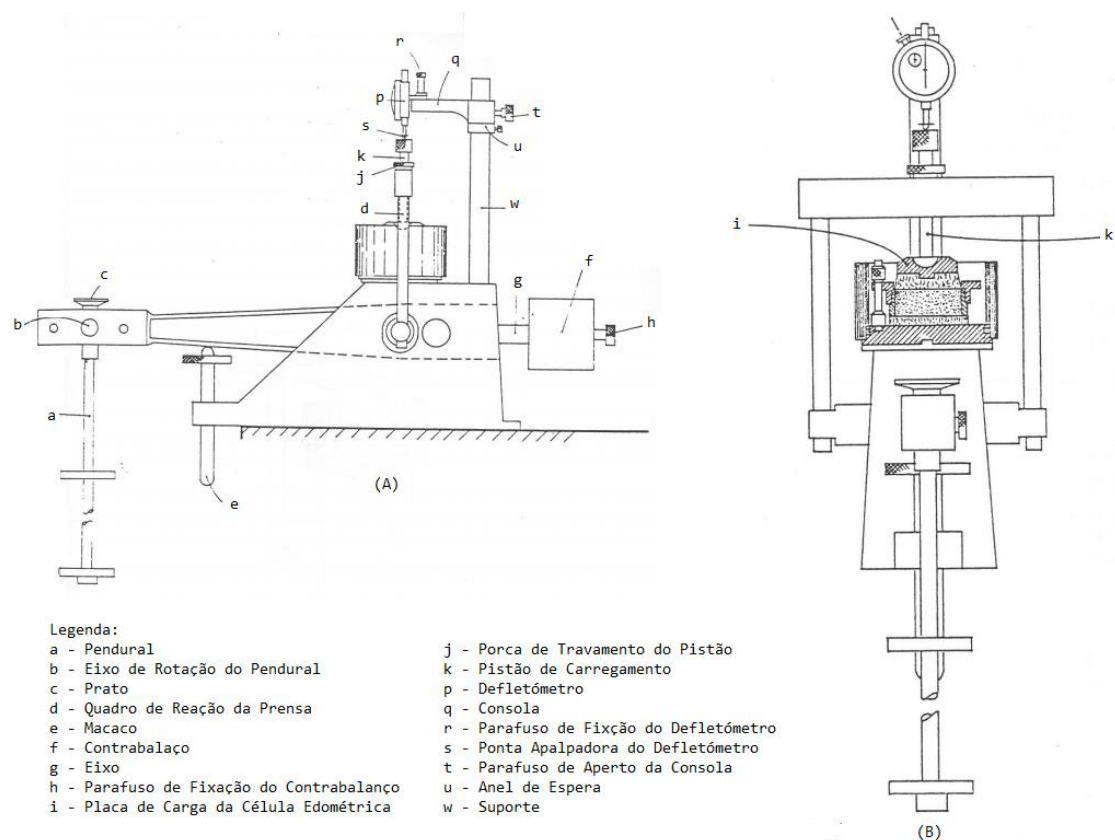


Figura 2.22 - Aparelho utilizado para a realização de ensaios de compressão edométrica: A) Vista lateral do aparelho; B) Vista frontal com corte da célula edométrica (André, 1987).

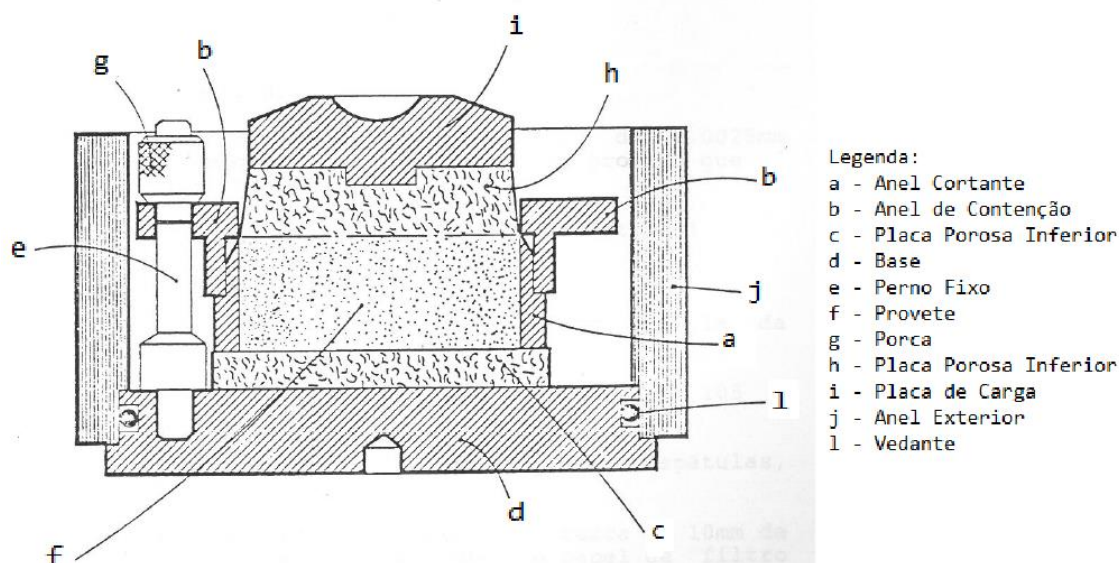


Figura 2.23 - Esquematização da célula edométrica de anel fixo do tipo ELE 28-205 (André, 1987).

O ensaio mais comum é o ensaio por incremento de carga, cujo procedimento consiste na aplicação de carga cujo o quociente entre o incremento aplicado e a carga instalada é igual a 1. A norma americana ASTM D2435-96: *Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of soils*, descreve o procedimento tipo do ensaio, geralmente com intervalo de vinte e quatro horas entre aplicação do novo escalão. Contudo, como refere Bonito (2008) nalguns casos, devido ao tipo de solo, é recomendável intervalos de tempo e razões incrementais diferentes. Em solos muito moles a escolha inadequada da razão incremental pode, por um lado, condicionar a avaliação gráfica da tensão de pré-consolidação e, por outro lado, o estudo da compressão secundária pode implicar a consideração de períodos de carregamento além das tradicionais vinte e quatro horas.

Os resultados obtidos nos ensaios, resultante das leituras retiradas do defletómetro permitem construir diagramas como o ilustrado na Figura 2.24. Os diagramas expressam a compressibilidade dos solos, relacionando a variação do índice de vazios da amostra com a tensão efetiva vertical. Na Figura 2.24 são expostos dois diagramas iguais, mas com representações diferentes, em (a) a escala da tensão vertical efetiva é aritmética enquanto que em (b) esta se encontra em escala logarítmica. A utilização da escala logarítmica é usada pois os ensaios em geral usam uma larga gama de tensões, e, por conseguinte, facilita a leitura e apresentação dos resultados. Todavia a representação em escala aritmética ajuda a compreender que o solo tem um comportamento não-linear, não existindo qualquer proporcionalidade entre as tensões e a variação do índice de vazios. O diagrama da Figura 2.24, também representa, para além dos escalões de carga, um ciclo de descarga-recarga, ou seja, a dada altura descarrega-se a amostra e volta-se a carregar. Esta experiência permite verificar que uma maioritária parcela da deformação do solo permanece irrecuperável.

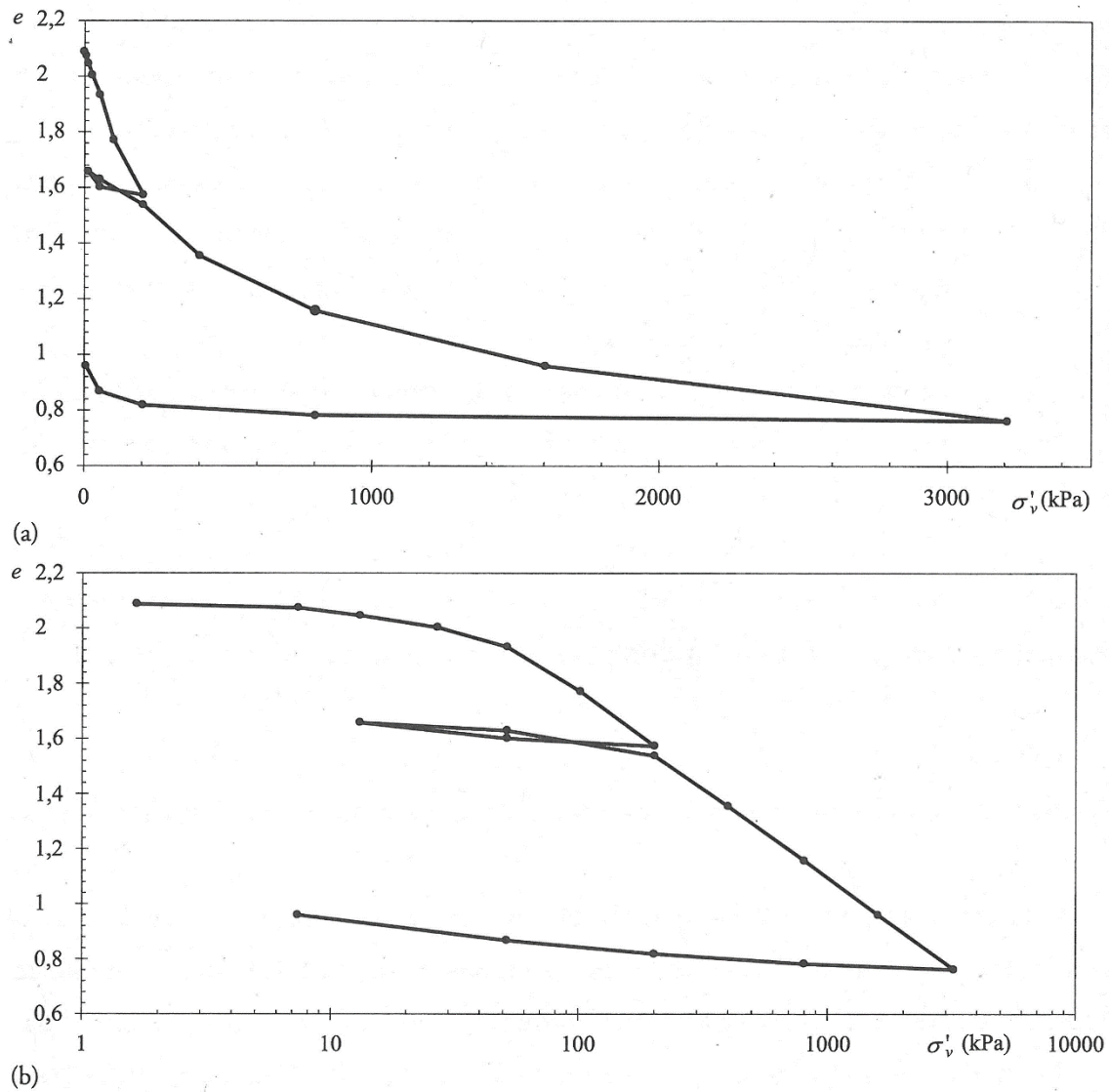


Figura 2.24 - Diagramas tensão efetiva vertical versus índice de vazios de uma amostra de argila do Baixo Mondego, submetida a um ensaio edométrico: a) tensão efetiva em escala aritmética; b) tensão efetiva em escala logarítmica (Matos Fernandes, 2012).

Como fica evidenciado, cada ponto do gráfico relaciona o valor do índice de vazios com a tensão vertical efetiva ao fim de vinte e quatro horas, imediatamente antes da aplicação do escalão de carga seguinte. O índice de vazios é calculado tendo por base a subtração da variação do índice de vazios ao índice de vazios inicial da amostra como mostra a equação (2.5):

$$e = e_0 - \Delta e = e_0 - ((1 + e_0)/h_0)\Delta h \quad (2.5)$$

em que  $h_0$  e  $e_0$ , representam, respetivamente, a altura e o índice de vazios imediatamente antes da colocação do primeiro escalão de carga.

Outra importante vantagem de representar as tensões efetivas em escala logarítmica é, segundo Matos Fernandes (2012), o facto de o diagrama de ensaio ser retilíneo quando a amostra é carregada para tensões efetivas superiores à máxima tensão efetiva vertical que o maciço à profundidade de onde foi retirada experimentou ao longo da sua história geológica. Este facto constitui mera constatação experimental, sugerida pela análise de uma larga amostragem de resultados de ensaios edométricos em que ciclos de carga-descarga foram efetuados.

Surge, portanto, a necessidade de catalogar os estratos argiloso em três tipos: sobreconsolidados (OC), normalmente consolidados (NC) e subconsolidados (SC). Esta classificação é baseada na relação entre a tensão efetiva vertical de repouso,  $\sigma'_{v0}$  e a tensão de pré-consolidação,  $\sigma'_p$ , sendo que a tensão efetiva vertical de repouso correspondente à tensão que o solo experimentava à profundidade que foi retirada a amostra naquele momento e a tensão de pré-consolidação é a tensão efetiva vertical máxima que o solo já alguma vez experimentou. Assim, com base nessas características os solos classificam-se como:

- $\sigma'_p < \sigma'_{v0} \rightarrow \text{SC};$
- $\sigma'_p = \sigma'_{v0} \rightarrow \text{NC};$
- $\sigma'_p > \sigma'_{v0} \rightarrow \text{OC}.$

Para estimar a tensão de pré-consolidação é necessário tratar o diagrama resultante do ensaio edométrico, de tal forma que Casagrande propôs o seguinte método (ver Figura 2.25):

- Localizar e marcar o ponto P na curva  $\log \sigma'_v$  - e correspondente ao menor raio de curvatura;
- Traçar uma linha tangente à curva no ponto P e outra horizontal iniciando em P;
- Traçar a bissetriz do ângulo formado pelas linhas C e B;
- Prolongar a reta do ramo virgem da curva de consolidação até intersectar a bissetriz e marcar o ponto D;
- Prolongar uma reta vertical desde o ponto D até ao eixo, sendo que a tensão marcada corresponde a tensão de pré consolidação.

Na curva do diagrama da Figura 2.25 observa-se que à esquerda do ponto P a curva tem um declive mais reduzido, ou seja, esta parte corresponde às tensões que o solo já suportou in situ, exibindo assim uma compressibilidade reduzida. Por outro lado, a região à direita de P, no troço mais retilíneo, designado por ramo virgem, corresponde às tensões superiores aquelas que o solo já experimentou.

De salientar que a tensão de pré-consolidação nem sempre corresponde à tensão efetiva vertical de repouso. Esta situação só ocorre nos solos normalmente consolidados, que corresponde maioritariamente a solos geologicamente recentes.

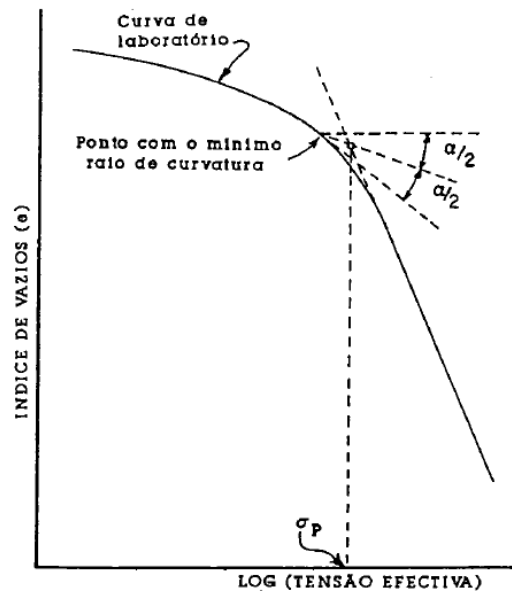


Figura 2.25 - Construção de Casagrande para avaliação da tensão de pré-consolidação (Casagrande, 1936, in Ferreira Gomes, 1992).

Como já foi referido anteriormente, os maciços sedimentares são formados por camadas, em que a camada superior é a mais recente e a inferior a mais antiga e consequentemente a mais carregada, embora em alguns casos, devido à atividade geológica e à erosão, certos estratos podem ter uma tensão efetiva vertical de repouso bastante inferior à tensão alguma vez já experimentada, como mostra a Figura 2.26. Os solos nestas condições designam-se solos sobreconsolidados, no entanto, a tensão efetiva vertical de repouso varia com a profundidade e para isso é necessário classificar os solos argilosos de acordo com o grau de sobreconsolidação, OCR, como mostra a Tabela 2.2. O grau de sobreconsolidação é calculado com base no rácio entre a tensão efetiva de pré-consolidação e a tensão efetiva vertical de repouso, equação (2.6).

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad (2.6)$$

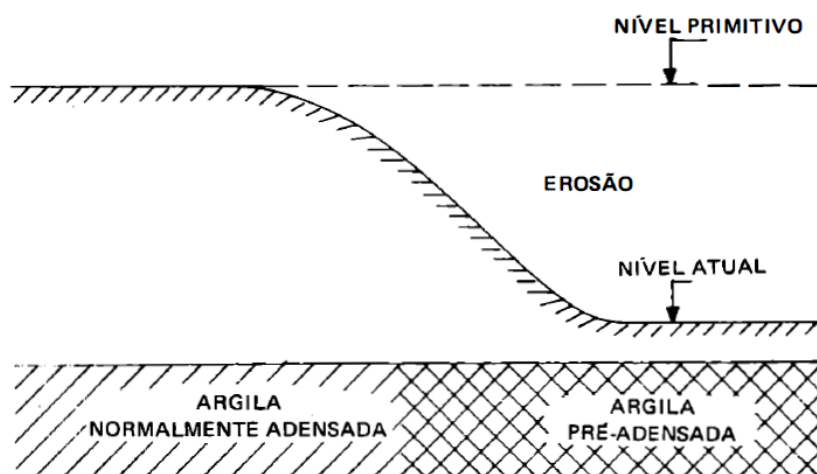


Figura 2.26 - Exemplo representativo da formação de estratos sobreconsolidados, com tensão efetiva vertical de repouso inferior à já experimentada (Caputo, 1988).

Os solos subconsolidados são aqueles que apresentam ainda excesso de pressão neutra e a consolidação ainda se encontra no início. Os maciços subconsolidados são relativamente raros, uma vez que a deposição de novas camadas de sedimentação é muito lenta, permitindo a dissipação dos excessos de pressão neutra sem significativa acumulação dos mesmos de fase para fase (Matos Fernandes, 2012).

Tabela 2.2 - Classificação dos solos argilosos de acordo com o grau de consolidação (adaptado de Bowles, 1997).

Classificação	OCR
Subconsolidados	< 1
Normalmente Consolidados	$\approx 1$
Ligeiramente Sobreconsolidados	1 - 3
Fortemente Sobreconsolidado	> 6 - 8

### 2.8.3.3. Parâmetros de compressibilidade

Na secção anterior foi exposto e justificado o modo como são representados em diagramas as leituras resultantes dos ensaios edométricos. Porém interessa definir alguns parâmetros que essas curvas fornecem para que com eles se torne possível avaliar os assentamentos.

De acordo com Bonito (2008) a compressibilidade dos solos é normalmente definida por diferentes parâmetros, tais como:

- Coeficiente de compressibilidade,  $a_v$ ;
- Coeficiente de compressibilidade volumétrica,  $m_v$ ;
- Índice de compressão,  $C_c$ ;
- Índice de expansão,  $C_s$ ;
- Índice de recompressão,  $C_r$ .

A Figura 2.27 mostra como esses parâmetros são definidos e retirados das curvas obtidas dos ensaios de consolidação. Os parâmetros  $a_v$  e  $m_v$  são retirados do diagrama com representação da tensão vertical efetiva em escala normal, enquanto que os índices,  $C_c$ ,  $C_r$  e  $C_s$  são retirados com a tensão vertical efetiva em escala logarítmica.

O coeficiente de compressibilidade,  $a_v$ , e o coeficiente de compressibilidade volumétrica,  $m_v$ , medem a variação do índice de vazios e a deformabilidade volumétrica por unidade de acréscimo da tensão efetiva. Definem-se, portanto, estes parâmetros para cada escalão de carga aplicados. As equações (2.6) e (2.7) traduzem em termos matemáticos as definições acima descritas:

$$a_v = |\Delta e / \Delta \sigma'_v| \quad (2.6)$$

$$m_v = (1/(1 + e_0))a_v \quad (2.7)$$

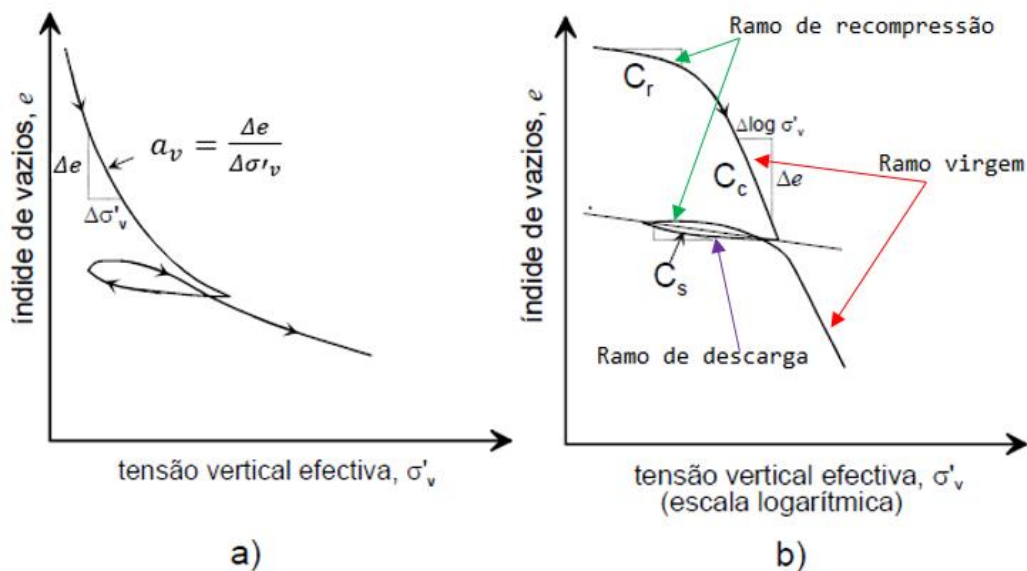


Figura 2.27 - Parâmetros de compressibilidade e seu modo de definição: a) Coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ ), b) Índices de compressão ( $C_c$ ), expansão ( $C_s$ ) e recompressão ( $C_r$ ). (adaptado de Bonito, 2008).

Observando a Figura 2.27 b) conclui-se que os índices de compressão,  $C_c$ , recompressão,  $C_r$  e expansão,  $C_s$  representam o declive (em módulo) dos troços conhecidos da curva  $e - \log \sigma'_v$ , como o ramo virgem, ramo de recompressão e ramo de descarga respetivamente. A expressão utilizada para o cálculo do índice de compressibilidade é dada pela equação (2.8):

$$C_c = \Delta e / (\Delta \log \sigma'_v) \quad (2.8)$$

O cálculo dos índices de recompressão e expansão são calculados de forma análoga, substituindo devidamente o diferencial do índice de vazios e da tensão vertical efetiva do ramo respetivo. Os valores de  $C_c$  são sempre superiores aos valores de  $C_s$  e de  $C_r$ , cerca de 5 a 10 vezes maiores, enquanto que estes dois últimos apresentam valores muito próximos.

A obtenção rigorosa do índice de compressão deverá ser feita através dos resultados dos ensaios edométricos. Porém, devido à morosidade destes ensaios, têm sido propostas expressões empíricas correlacionando o  $C_c$  com outras propriedades dos solos, tais como o limite de liquidez, o índice de plasticidade, o índice de vazios no estado natural, o limite de plasticidade, entre outros. Na Tabela 2.3 apresentam-se algumas equações que permitem estimar o índice de compressão, propostas por vários autores.

Observa-se que o índice de vazios natural dos solos é um fator muito relevante na compressibilidade dos solos, de tal modo que em grande parte das expressões da Tabela 2.3 é considerado como variável.

Para que os parâmetros obtidos das curvas resultantes dos ensaios edométricos sejam mais fiáveis, é necessário fazer um ajuste para que estas se aproximem mais da realidade *in situ*. O motivo deste ajuste é consequência das perturbações e do intervalo de tempo entre a colheita e o ensaio da amostra de solo. Note-se que após a amostra ser colhida existe uma redução da tensão efetiva vertical de repouso e consequente aumento do índice de vazios, portanto, quando esta for ensaiada as condições iniciais não são as mesmas da amostra *in situ* e todos os resultados ficam dependentes do valor do índice de vazios iniciais.

A situação anteriormente descrita é de mais fácil compreensão observando a Figura 2.28, na qual o ponto 1 representa a amostra antes de ser recolhida do maciço. Seguidamente o processo de amostragem com tudo o que lhe advém está simulado na trajetória de 1 para 2. A aplicação das tensões efetivas verticais que a amostra suportava *in situ* está simulada no troço de 2 para 3. Neste troço a amostra está sobreconsolidada e apresenta baixa compressibilidade, mas mesmo assim sofre deformações e é isto que faz com que a amostra apresente índice de vazios e teor em água mais baixos do que na realidade. Aliás, a diferença entre o ponto 1 e 3 vem evidenciar que por mais meticulosa que seja a amostragem, a curva real nunca poderá coincidir com a curva de laboratório. Com o decorrer do ensaio e, entrando



no ramo virgem, as curvas tendem a confluir. O ponto 4 mostra precisamente isso - após várias análises experimentais veio-se a demonstrar que é para valores próximos de  $0,42e_0$  que essa confluência acontece.

Tabela 2.3 - Equações que relacionam o índice de compressão com os parâmetros de identificação e físicos dos solos (Ferreira Gomes, 2013).

N.º	Equação	Observações	Referência						
1	$c_c = 0.007 ( LL - 10 )$	Argilas remexidas	Skempton ( 1944 )						
2	$c_c = 0.009 ( LL - 10 )$	Argilas normalmente consolidadas	Terzaghi e Peck ( 1967 )						
3	$c_c = 0.01 w_N$	Argilas de Chicago	<i>in</i> Azzouz et al. ( 1976 )						
4	$c_c = 0.30 ( e_N - 0.27 )$	Solos coesivos, inorgânicos, silte, argilas siltosas e argilas.							
5	$c_c = 0.0115 w_N$	Solos orgânicos, turfas, siltes e argilas orgânicas							
6	$c_c = 1.21 + 1.055 ( e_N - 1.97 )$	Argilas de São Paulo							
7	$c_c = 0.75 ( e_N - 0.50 )$	Solos com baixa plasticidade							
8	$c_c = 0.40 ( e_N - 0.25 )$	Análise estatística de vários solos argilosos							
9	$c_c = 0.37 ( e_N + 0.003 LL - 0.34 )$								
10	$c_c = 0.40 ( e_N + 0.001 w_N - 0.25 )$								
11	$c_c = 0.009 w_N + 0.002 LL - 0.10$								
12	$c_c = 0.37 ( e_N + 0.003 LL + 0.0004 w_N - 0.34 )$								
13	$c_c = 0.02 + 0.014 IP$	Solos do fundo do Oceano Atlântico ( Norte )	Nacci et al. (1975)						
14	$c_c = 0.5 [ ( 1 + e_N ) / GS ]$	Argilas com $e_N < 0.8$	Rendon-Herrero (1980)						
15	$c_c = - 0.0997 + 0.0009 LL + 0.0014 IP + 0.0036 w_N + 0.1165 e_N + 0.0025 c_p$	Análise estatística com 134 solos	Koppula ( 1981 )						
16	$c_c = 0.234 e_N$		Nagaraj e Murthy ( 1985 , 1986 )						
17	$c_c = 0.009 w_N + 0.005 LL$		Koppula ( 1986 )						
18	$c_c = - 0.008 + 0.009 w_N$	Análise estatística em argilas sobreconsolidadas do cretácico de Aveiro ( Unidade Geotécnica CA )	Ferreira Gomes e Ladeira ( 1991a )						
19	$c_c = - 0.035 + 0.362 e_N$								
20	$c_c = 0.065 + 0.005 IP$								
21	$c_c = - 0.001 + 0.004 LL$								
22	$c_c = - 0.010 + 0.005 w_N + 0.003 IP$								
23	$c_c = - 0.027 + 0.209 e_N + 0.003 IP$	Análise estatística em solos de plasticidade baixa a média , orgânicos ( Lodos da Ria de Aveiro ). ( Unidade Geotécnica – CAL)	Ferreira Gomes ( 1992 )						
24	$c_c = - 0.042 + 0.01 w_N$								
25	$c_c = - 0.046 + 0.379 e_N$								
26	$c_c = 0.035 + 0.009 LL$								
27	$c_c = - 0.048 + 0.005 w_N + 0.179 e_N$								
28	$c_c = 0.472 + 0.002 LL - 0.005 Pa$								
29	$c_c = 0.207 - 0.003 Pa - 0.005 Exp + 0.007 w_N$								
Variáveis	$c_c$	$e_N$	Gs	LL	IP	Pa	Exp.	$w_N$	$c_p$
Unidades	adimensional			( % )					

Schemertmann propôs em 1955 (in Matos Fernandes) a construção empírica da curva de compressão *in situ* baseado na tensão de pré-consolidação e na tensão efetiva vertical de repouso. Na Figura 2.29 está exemplificada a construção da curva de compressão *in situ* de um solo argiloso sobreconsolidado.

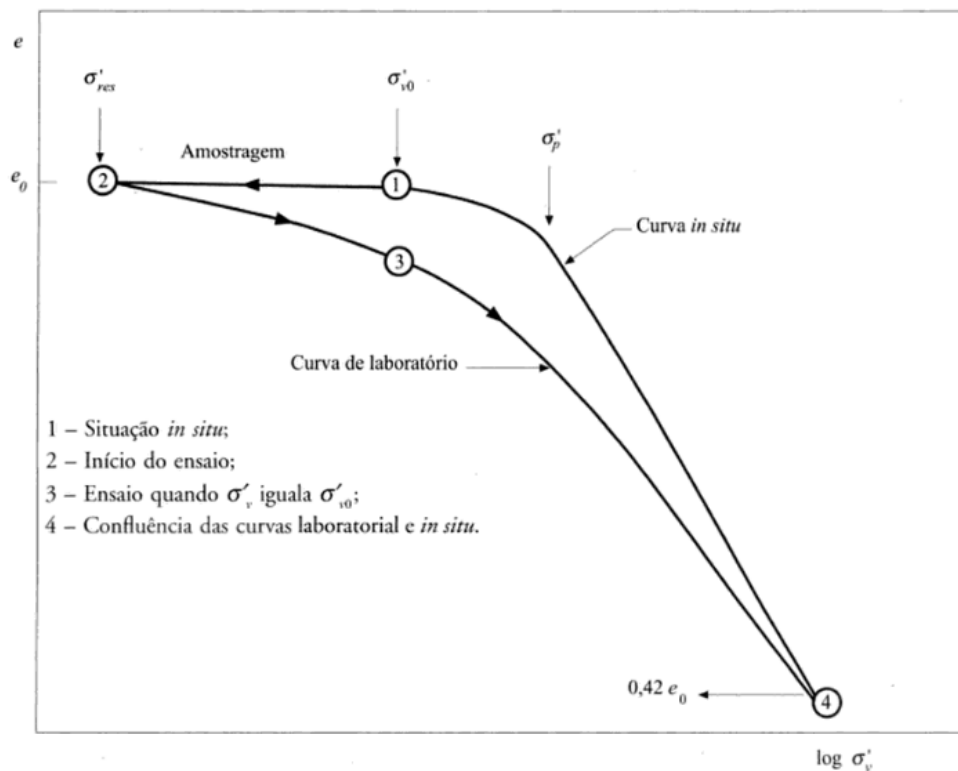


Figura 2.28 - Comparação da curva logaritmo da tensão efetiva vertical versus índice de vazios obtida de um ensaio edométrico com a presumível curva do maciço *in situ* (adaptado de Matos Fernandes, 2012).

A construção empírica da curva carece em primeira instância da avaliação da tensão de pré-consolidação e, posteriormente, tem o seguinte procedimento:

1. Traçar uma reta a partir de  $e_0$  paralela ao eixo  $\log \sigma'_v$ ;
2. Estabelecer o ponto 1 de coordenadas  $(\log \sigma'_{v0}; e_0)$ ;
3. A partir do ponto 1 traçar uma reta paralela ao ramo de recompressão;
4. Na intersecção da reta paralela ao ramo de recompressão com a tensão de pré-consolidação marcar o ponto 2;
5. Traçar uma reta a partir de  $0,42e_0$  paralela ao eixo  $\log \sigma'_{v0}$ ;
6. Na intersecção da reta anterior com a linha do ramo virgem marcar o ponto 3;
7. A reta de 2 a 3 corresponde à curva de compressão *in situ* e entende-se que deve ser desta que se obtém o índice de compressão final ( $C_c$ ) para possibilitar o cálculo de assentamentos primários.

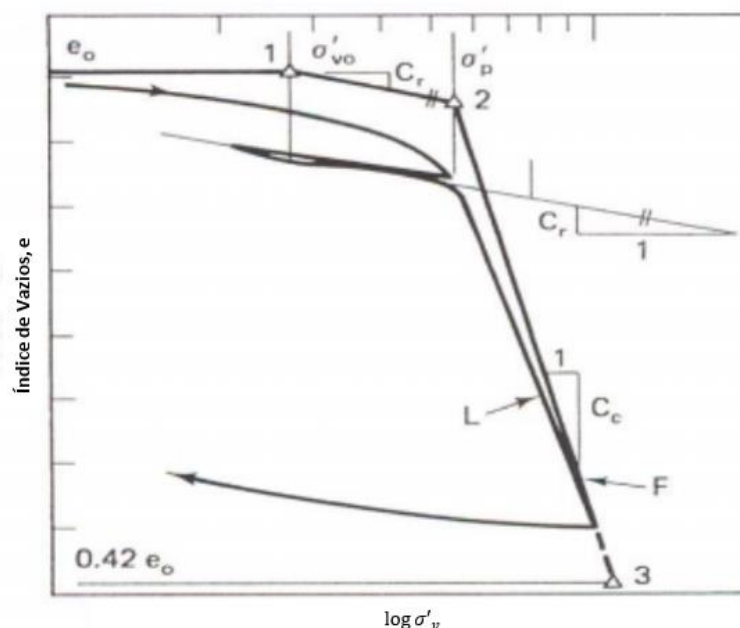


Figura 2.29 - Reconstituição da curva de compressão *in situ* segundo Schmertmann (Bartlett, 2004).

Ainda sobre parametrização geotécnica, segundo Bonito (2008), a velocidade de consolidação primária de um solo é caracterizada pelo coeficiente de consolidação,  $c_v$ , o qual depende fundamentalmente da permeabilidade do solo,  $k$ . Em laboratório, este parâmetro é normalmente estimado a partir dos resultados de ensaios de consolidação unidimensional (ensaios edométricos), sendo, portanto, medido na direção vertical e a sua relação com a permeabilidade é dada pela equação (2.9):

$$c_v = k_v / (\gamma_w \times m_v) \quad (2.9)$$

em que  $k_v$  é o coeficiente de permeabilidade vertical e  $\gamma_w$  é o peso volúmico da água.

O coeficiente de consolidação geralmente é obtido através das curvas de consolidação retiradas dos ensaios edométricos por incremento de carga. Assim, para cada incremento de carga existe um respetivo  $c_v$ . As curvas de consolidação podem ser representadas em função da deformação *versus* tempo em escala logarítmica ou em função da deformação *versus* raiz quadrada do tempo, como mostra a Figura 2.30.

Os dois métodos de representação gráfica são conhecidos como método de Casagrande, Figura 2.30 a) e método de Taylor Figura 2.30 b). O procedimento para a determinação do coeficiente de consolidação através dos dois métodos, não será abordado nesta secção, no entanto, apresentam-se as expressões que permitem calcular o  $c_v$ : a equação (2.10) remete para o método de Casagrande e a equação (2.11) para o método de Taylor.

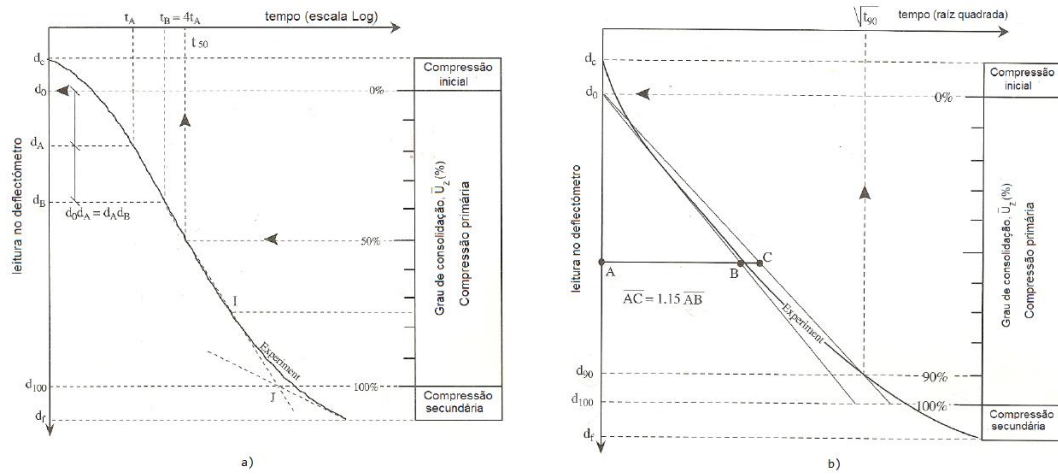


Figura 2.30 - Curvas de consolidação: a) Construção gráfica pelo método de Casagrande; b) Construção gráfica pelo método de Taylor (adaptado de Bonito, 2008).

$$c_v = (T_{50}H^2)/t_{50} = 0,197H^2/t_{50} \quad (2.10)$$

$$c_v = (T_{90}H^2)/t_{90} = 0,848H^2/t_{90} \quad (2.11)$$

Em relação à opção por um dos métodos, Matos Fernandes (2012) refere que, nos solos com consolidação relativamente rápida, o método de Casagrande é de aplicação problemática, recomendando o de Taylor. Bonito (2008), citando Coelho (2000), refere que o método de Taylor, por seu lado, é menos influenciado pela ocorrência da fluência durante o ensaio, porque se baseia na interpretação da fase inicial da consolidação. No entanto, exige um maior número e precisão de leituras na fase inicial imediatamente após à aplicação do respetivo escalão de carregamento.

## 2.8.4. Consolidação Secundária

### 2.8.4.1. Aspetos Fundamentais

Como anteriormente já foi ressaltado, os estratos argilosos continuam a consolidar sob carga constante mesmo no fim da consolidação primária, e isso deve-se ao reajuste contínuo das partículas de argila. Ao longo do último século, foram realizadas várias investigações para a avaliação qualitativa e quantitativa da consolidação secundária. A magnitude da consolidação secundária é definida muitas vezes por:

$$C_{\alpha} = (\Delta H_t / H_t) / (\log t_2 - \log t_1) \quad (2.12)$$

onde,  $C_{\alpha}$ , é o coeficiente de consolidação secundária de um estrato ou provete de espessura inicial  $H_t$  e que sofre um assentamento secundário  $\Delta H_t$  no intervalo de tempo de  $t_1$  a  $t_2$ .

A Figura 2.31 ajuda a perceber como surge a equação (2.12), ou seja, representa o declive do troço da curva imediatamente após a consolidação primária terminar ( $t_p$ ). Buisman, em 1936, após vários ensaios edométricos, concluiu que este troço, quando representado num diagrama deformação versus logaritmo do tempo, tende a ficar linear.

Desde o trabalho inovador de Buisman, muito foi adicionado à compreensão das causas e mecânica da consolidação secundária. A consolidação secundária é, ainda hoje, uma temática que não reúne consenso no seio dos investigadores. Por exemplo, embora tenha sido colocada a hipótese de que as variações de temperatura desempenham um papel preponderante no processo de consolidação secundária, devido ao comportamento viscoso da dupla camada de água de um sistema de solo saturado, uma investigação indica que “os coeficientes de compressão secundária de amostras normalmente consolidados e sobreconsolidados são independentes das temperaturas de teste” (Jain & Nanda, 2010).

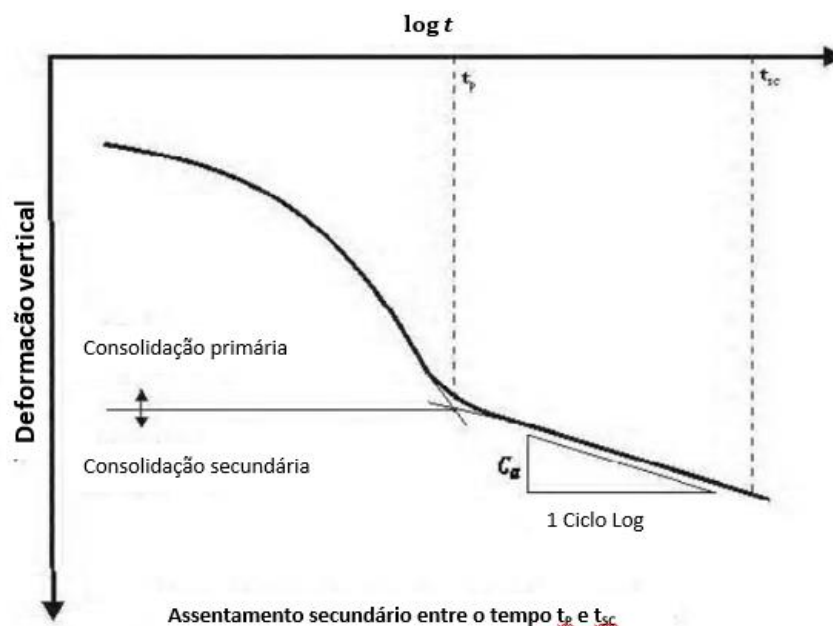


Figura 2.31 - Construção gráfica evidenciando a consolidação secundária a partir de  $t_p$  (Jain & Nanda, 2010).

Consta-se, portanto, que o estágio de consolidação secundária é um processo bastante complexo e que, apesar de consistir na fluência do esqueleto sólido, a interação das partículas

(em especial a superfície das partículas de argila) têm efeitos consideráveis no processo de consolidação.

Terzaghi, em 1941 (*in* Alexandre & Martins, 2014) classificou o contacto entre partículas de argilas como “ligações sólidas” e “ligações de membrana”, afirmando que ambos os contactos seriam capazes de transmitir tensões efetivas e resultariam das camadas de água adsorvida que cercam as partículas de argila. As “ligações sólidas” resultam do contacto entre as camadas de água adsorvida na vizinhança imediata da partícula de argila, que, de acordo com Terzaghi, estão no estado sólido. Por outro lado, as “ligações de membrana” resultam do contacto entre as camadas de água adsorvidas que não estão no estado sólido, mas que têm uma viscosidade relativamente maior que a da água intersticial (Alexandre & Martins, 2014). A Figura 2.32 representa graficamente a conceção de Terzaghi acerca da interação entre camadas adsorvidas. Pode-se ver uma visão ampliada de como as partículas de argila interagem entre si e transmitem as cargas.

De acordo com Jain e Nanda (2010), na vizinhança imediata da superfície da partícula sólida, a viscosidade da água adsorvida é extremamente alta e a sua densidade está muito acima do normal. Com o aumento da distância da superfície da partícula, a viscosidade e a densidade da água diminuem. Além disso, a certa distância  $d$ , as propriedades da água tornam-se normais, dependendo a distância  $d$  das propriedades químicas do sólido.

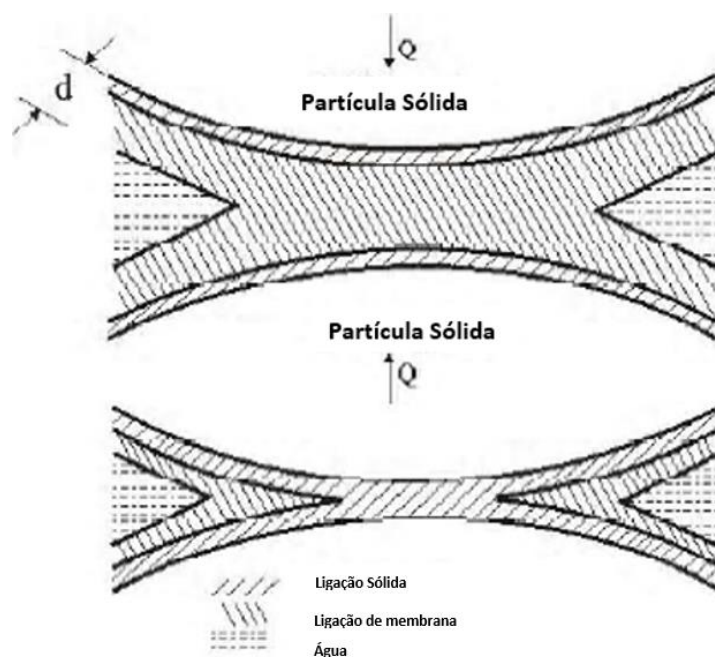


Figura 2.32 - Conceção de Terzaghi da interação entre camadas adsorvidas (Jain & Nanda, 2010).

Estas descobertas são de importância significativa, pois revelam que as propriedades químicas constituem uma variável considerável no processo de consolidação secundária do solo. Entende-se que, durante o estágio de consolidação secundária, as pressões dos poros são insignificantes, ocorrendo uma transferência gradual da tensão da membrana para a ligação sólida, acompanhada por um fluxo viscoso muito lento. Através da Figura 2.32 pode-se observar que à medida que as partículas se aproximam, a viscosidade efetiva aumenta e a velocidade de ajuste dos grãos diminui rapidamente.

As teorias acima mencionadas apontam para que parte da consolidação secundária seja devido à presença da camada de água adsorvida pelos minerais de argila, logo a espessura da camada ter um efeito dominante na magnitude da consolidação secundária. A espessura da camada adsorvida é proporcional ao limite de liquidez do solo e, por sua vez, o limite de liquidez está relacionado com a consolidação primária. Daqui resulta que solos com um elevado índice de compressão,  $C_c$ , exibem valores de consolidação secundária elevados. Assim a razão de  $C_a/C_c$  pode-se admitir como uma constante para a maioria dos solos (Jain & Nanda, 2010).

Segundo Das (1985), em 1973, Mesri publicou uma extensa lista de vários investigadores nesta área. A Figura 2.33 detalha o alcance geral do coeficiente de consolidação secundária observado em vários solos argilosos. Pode-se constatar através da análise do gráfico da mesma figura que os solos que exibem maior compressibilidade são aqueles que também apresentam maior percentagem de teor em água natural.

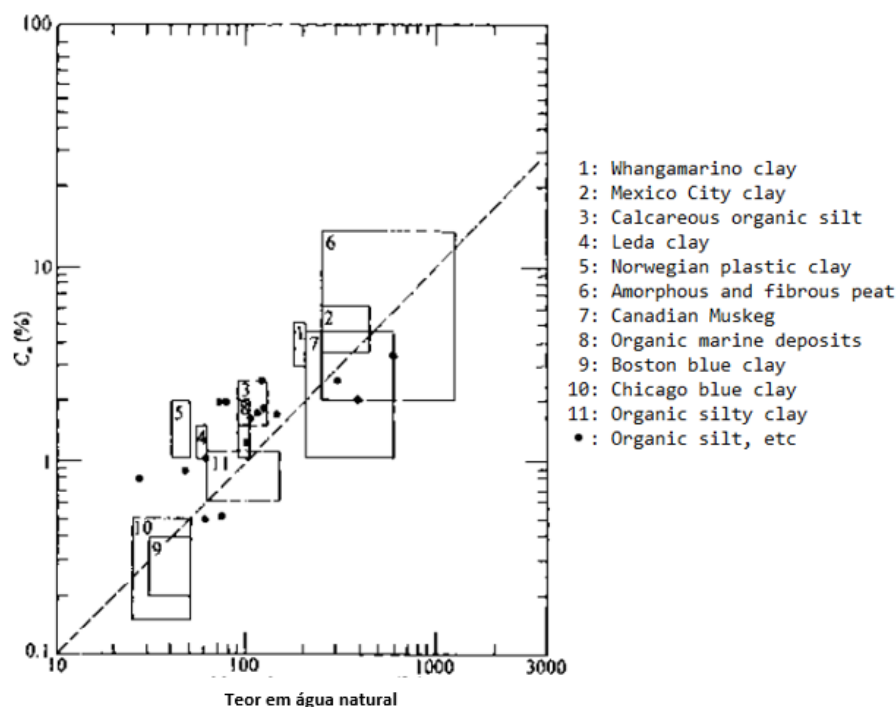


Figura 2.33 - Coeficiente de consolidação secundária em relação ao teor em água natural para depósitos de solos diversos (Das, 2008).

Os solos podem também ser classificados com base na compressibilidade secundária, como mostra a Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Classificação dos solos com base na compressibilidade secundária (Mesri, 1973).

$C_\alpha$	Compressibilidade Secundária
< 0,002	muito baixa
0,002 - 0,004	Baixa
0,004 - 0,008	Média
0,008 - 0,016	Alta
0,016 - 0,032	muito alta

Depreende-se, portanto, que o processo de consolidação secundária não é linear, e muito menos um fenómeno que se pode facilmente extrapolar. No entanto, Ferreira Gomes (2013) apresenta um quadro com algumas equações que permitem determinar o coeficiente de compressibilidade secundária com base em parâmetros de identificação e físicos dos solos.

Tabela 2.5 - Equações que permitem determinar o coeficiente de compressibilidade secundária a partir de parâmetros de identificação e físicos dos solos (Ferreira Gomes, 2013).

N.º	Equação	Observações	Autor				
1	$c_a = 0.00018 W_N$	-	Simons (1974)				
2	$\log c_a = -3.270 + 0.036 W_N$	Argilas sobreconsolidadas do Cretácico de Aveiro (Unidade CA )	Ferreira Gomes e Ladeira (1991a)				
3	$\log c_a = -3.316 + 1.418 e_N$						
4	$\log c_a = -3.068 + 0.012 LL$						
5	$\log c_a = -2.824 + 0.015 IP$						
6	$\log c_a = -3.044 + 3.260 C_c$						
7	$\log c_a = -3.276 + 0.007 IP + 0.028 W_N$						
8	$\log c_a = -3.299 + 0.007 IP + 1.070 e_N$						
9	$\log c_a = -2.74 + 1.32 C_c$	Solos de plasticidade baixa a média, orgânicos. (Unidade “CAL”)	Ferreira Gomes, 1992				
10	$\log c_a = -4.24 + 1.25 \log W_N$						
11	$\log c_a = -3.24 + 0.002 LL - 0.005 Pa + 0.773 \log W_N$						
Variáveis	$c_c$	$c_a$	$W_N$	LL	IP	Pa	$e_N$
Unidades	( adimensional )			( % )			

De acordo com Olson (1989), o intervalo de valores de  $C_\alpha$  parece depender da sensibilidade do solo. Para argilas rápidas, um tipo de argila glaciomarina, o coeficiente de consolidação secundária torna-se muito elevado no ponto onde a tensão ultrapassa a tensão de pré-consolidação, ou seja, onde a compressibilidade é maior.



A Figura 2.34 representa um gráfico obtido de um ensaio de consolidação de uma argila altamente sensível do Canadá. A curva superior relaciona o índice de vazios com a tensão aplicada em cada escalão de carga, enquanto que a curva na parte inferior do gráfico mostra o desenvolvimento do declive de compressão secundária para cada escalão de carga. Como se pode verificar, o troço que apresenta maior declive coincide com o troço em que foi aplicado um escalão de carga superior à tensão de pré-consolidação.

#### 2.8.4.2. Modelos de Previsão e Mecanismo da Consolidação Secundária

Segundo Alexandre e Martins (2014), o método mais utilizado para prever a magnitude da consolidação secundária, independentemente das suas limitações, é a abordagem  $C_\alpha/C_c$ . Porém, outra abordagem está a ganhar atenção: designa-se de abordagem Isotach. Nesta abordagem, os modelos destinados a estimar a consolidação secundária relacionam as tensões com as deformações, através de retas com a mesma taxa de variação (Isotach significa a mesma razão/velocidade). Este modelo foi inicialmente proposto por Taylor, em 1942, embora hoje em dia outros autores têm proposto modelos semelhantes.

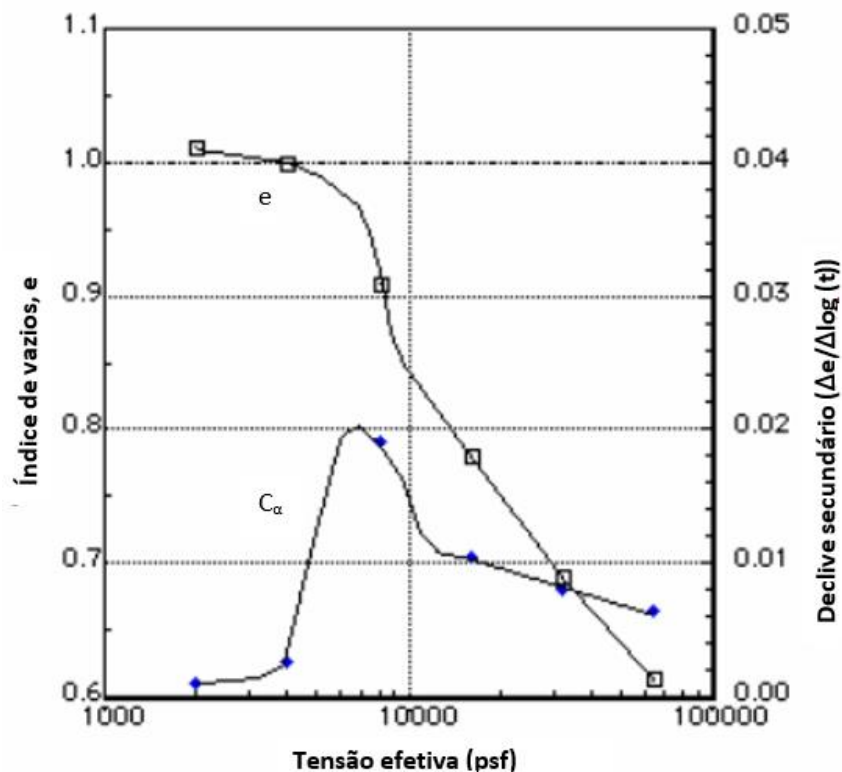


Figura 2.34 - Diagrama de índice de vazios *versus* tensão efetiva vertical e evolução de coeficiente de consolidação secundária para uma amostra de argila altamente sensível do Canadá (Olson, 1989).

Com base na abordagem Isotach, Leroueil et al., em 1985, propuseram um modelo para argilas naturais que foi aplicado com sucesso às argilas do Mar de Champlain. As equações (2.13) e (2.14) descrevem o modelo de forma matemática.

$$\sigma'_p = f(\dot{\varepsilon}_v) \quad (2.13)$$

$$\sigma'_v/\sigma'_p = g(\varepsilon_v) \quad (2.14)$$

Onde:

$\sigma'_p$  é a tensão de pré-consolidação;

$\dot{\varepsilon}_v$  é a taxa de deformação vertical;

$\sigma'_v$  é tensão efetiva vertical;

$\varepsilon_v$  é a deformação vertical.

Ao combinar as equações (2.13) e (2.14) pode-se observar que a tensão efetiva vertical é produto de uma função da taxa de deformação vertical por uma função da deformação vertical. Com estas equações é possível obter uma relação entre a taxa de deformação vertical e a deformação vertical para uma determinada tensão efetiva vertical constante.

Tendo por base a ideia de Terzaghi acerca das ligações sólidas e ligações de membrana, explicadas anteriormente, Martins (1992, *in* Leroueil et al., 1985) assumiu como hipótese que a resistência ao corte das argilas saturadas normalmente consolidadas possui dois tipos de componentes: a resistência à fricção e a resistência viscosa.

A resistência à fricção desenvolve-se entre as “ligações sólidas”, enquanto que a resistência viscosa se desenvolve entre as “ligações de membrana”. A equação (2.15) representa a força de corte:

$$\tau = \tau_f + \tau_v = \sigma' \cdot \tan \Phi'_{mob} + \eta(e) \cdot \dot{\varepsilon} \quad (2.15)$$

Onde:

$\tau_f$  é resistência à fricção (componente sólida das tensões de corte);

$\tau_v$  é a resistência viscosa (componente viscosa das tensões de corte);

$\Phi'_{mob}$  é o ângulo efetivo mobilizado de fricção interna;

$\eta(e)$  é o coeficiente de viscosidade da camada de água adsorvida que envolve as partículas de argila (função da razão de índice de vazios para uma argila normalmente consolidada);

$\dot{\epsilon}$  é a taxa de deformação.

Como se pode constatar, a equação (2.15) é escrita em função de termos que não se podem explicar macroscopicamente. Para suplantar isso, Martins sugeriu que a equação (2.15) poderia ser generalizada para as tensões efetivas normais, resultando assim a equação (2.16):

$$\sigma' = \sigma'_s(\epsilon) + \sigma'_m(e, \dot{\epsilon}) \quad (2.16)$$

Onde:

$\sigma'$  é a tensão efetiva normal;

$\sigma'_s$  é tensão efetiva normal devido às ligações sólidas;

$\sigma'_m$  é a tensão efetiva normal devido às ligações de membrana.

Observa-se que a consolidação secundária depende de vários fatores “microscópicos” (ao nível da dimensão da partícula de argila) e isso acarreta dificuldades acrescidas para gerar um modelo matemático que relacione parâmetros de identificação e físicos dos solos.

O fator tempo representa, mesmo que em segundo plano, uma importante variável no estágio da consolidação secundária, não sendo apenas importante medir a deformação, mas também o tempo em que esta ocorre (taxa de deformação). Analisando as equações (2.16) e (2.17), conclui-se que, para a mesma tensão aplicada, quanto maior a taxa de deformação, maior o esforço de corte e maior a tensão normal efetiva. Este comportamento é característico dos modelos Isotach e encontra-se representado na Figura 2.35.

De acordo com a equação (2.16) e considerando que a taxa de deformação diminui à medida que a tensão efetiva vertical aumenta, então a tensão efetiva viscosa diminui e a tensão efetiva sólida aumenta à medida que o solo sofre consolidação secundária. Portanto, a consolidação secundária é a transferência do componente viscoso da tensão efetiva para a componente sólida sob tensão efetiva constante. Fisicamente, a transferência ocorre entre as ligações, com as ligações de membrana tornando-se ligações sólidas com o tempo. Assim, quando a última ligação de membrana passa a sólida, a taxa de deformação é zero e consequentemente a consolidação secundária termina (Alexandre & Martins, 2014).

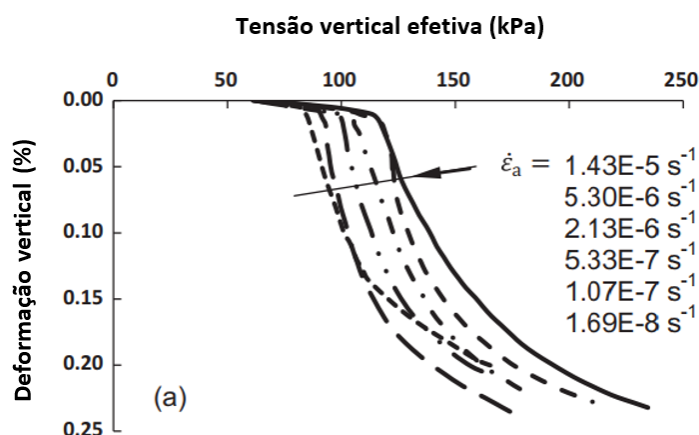


Figura 2.35 - Exemplos de ensaios de compressão em tensão constante na argila de Batiscan (Yang, et al, 2016).

Compreende-se, portanto, que se a taxa de deformação e tensão para uma determinada tensão efetiva constante for zero, então é possível avaliar o assentamento causado pela consolidação secundária. O modelo proposto por Martins, em 1992, permite avaliar o assentamento total por consolidação secundária, desde que seja possível avaliar a linha de taxa de deformação zero, ou seja, linha do fim da consolidação secundária (EOS).

Para avaliar a EOS através de métodos experimentais, é necessário realizar ensaios de consolidação de longo prazo, onde o processo de consolidação (primário + secundário) chega ao fim. A Figura 2.36 mostra dois ensaios de consolidação de longa duração em solos diferentes, com incremento de carga no fim da consolidação primária. Salienta-se que no mesmo solo a inclinação das curvas é aproximadamente igual independentemente do rácio  $\Delta\sigma/\sigma$ . Outra particularidade muito interessante é que depois de um longo período de taxa constante em consolidação secundária verifica-se em todas as amostras uma evolução mais acentuada até uma nova eventual tendência de estabilização.

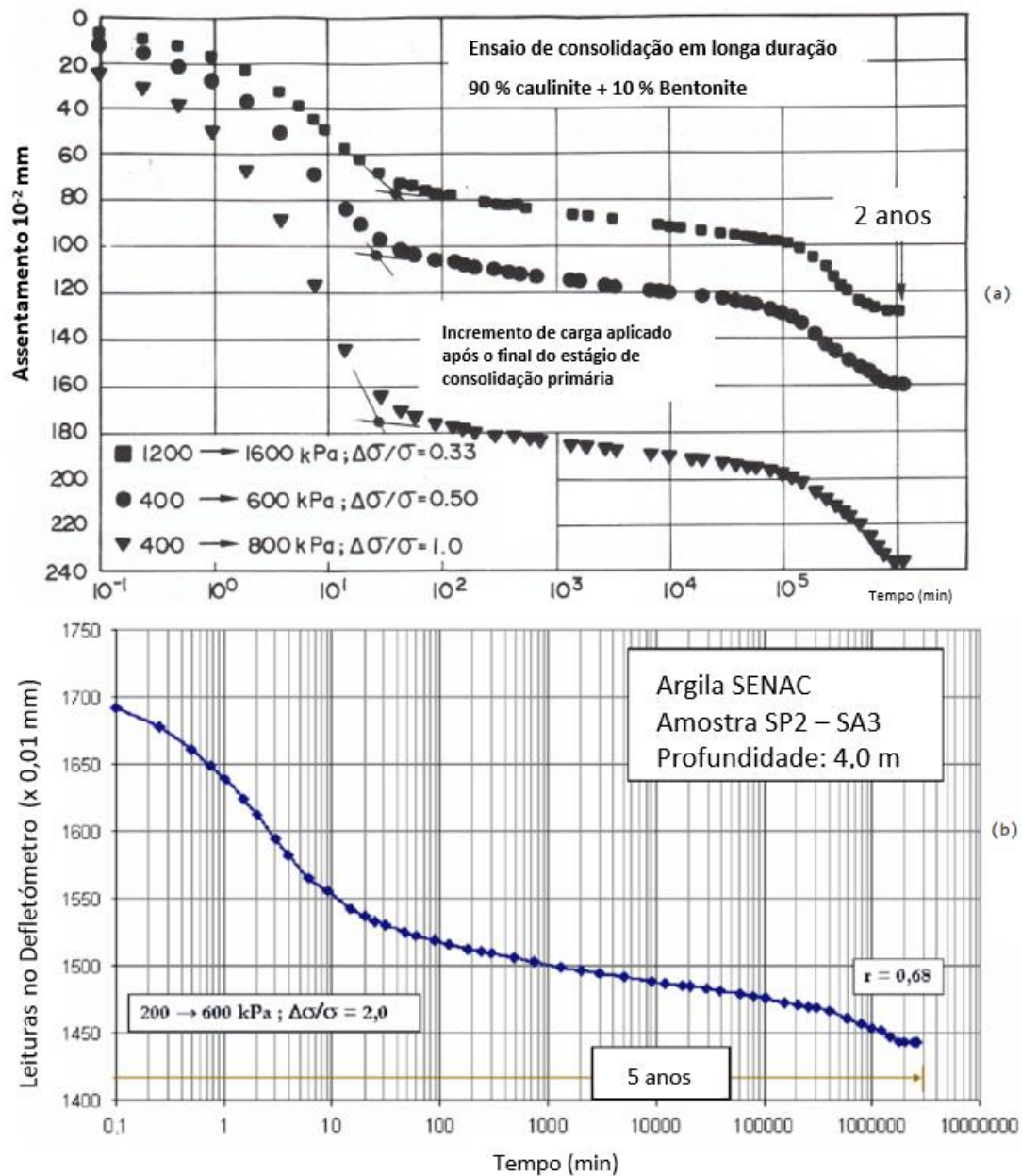


Figura 2.36 - Resultados de ensaio de consolidação de longa duração sob tensão constante: a) Solo produzido em laboratório, com 10% de bentonite e 90% de caulinite (Martins, 1997, *in* Alexandre & Martins, 2014); b) solo argiloso de origem orgânica (Andrade, 2009, *in* Alexandre & Martins, 2014).

#### 2.8.4.3. Parâmetros que Influenciam a Consolidação Secundária

A teoria clássica da mecânica dos solos diz que a consolidação secundária é o estágio final do processo de consolidação dos solos, remetendo para a causa deste efeito a fluência do esqueleto sólido. Como foi anteriormente exposto, de facto a fluência do esqueleto é o que faz com que um estrato argiloso continue a sofrer deformações, mesmo após o excesso de pressão neutra desaparecer.

Contudo, estudos recentes comprovam, mesmo não havendo consenso no seio dos investigadores desta área, que fatores como a temperatura, espessura das amostras ensaiadas, limite de liquidez, teor em matéria orgânica, entre outros, influenciam o processo de consolidação secundária.

O conhecimento adquirido até à data sobre o processo de consolidação secundária advém de ensaios de consolidação. Neste sentido, os modelos de cálculo e equações que permitem estimar a magnitude da consolidação secundária foram obtidos também diretamente dos resultados dos ensaios de consolidação. Assim, a descoberta de que as partículas de facto não estão em contacto umas com as outras através da sua estrutura sólida, mas sim através de ligações que podem ser sólidas ou de membrana, permitiram que se associasse efeitos externos que influenciam essas ligações.

A temperatura é um fator que influencia a estimativa da consolidação secundária. Em primeiro lugar, porque se o laboratório onde se realizar os ensaios de consolidação não for climatizado, as diferenças de temperatura ambiente provocam oscilações no diâmetro do anel da célula edométrica e consequentemente induzem em erros de leitura dos diagramas. Mais importante ainda, como foi referido anteriormente, a ligação de membrana, constituída por água adsorvida pelo mineral de argila, é altamente viscosa. Deste modo, as variações de temperatura também vão afetar a viscosidade dessa membrana e por conseguinte, diminuir a resistência ao deslizamento, aumentando a fluência do esqueleto sólido. Num laboratório que não seja climatizado, ao fazer ensaios de consolidação de longo prazo, pode-se facilmente atingir grandes variações de temperatura ambiente. A Tabela 2.6 apresenta a relação da viscosidade da água com a temperatura.

Tabela 2.6 - Viscosidade dinâmica da água (ISO/TS 17892-4:2004(E), 2004).

Temperature °C	Viscosity $\eta$ mPa.s
10	1,304
15	1,137
20	1,002
25	0,891
30	0,798
NOTE Intermediate values can be calculated by interpolation.	

O seguinte organograma resume como a temperatura tem efeito na avaliação da consolidação secundária.

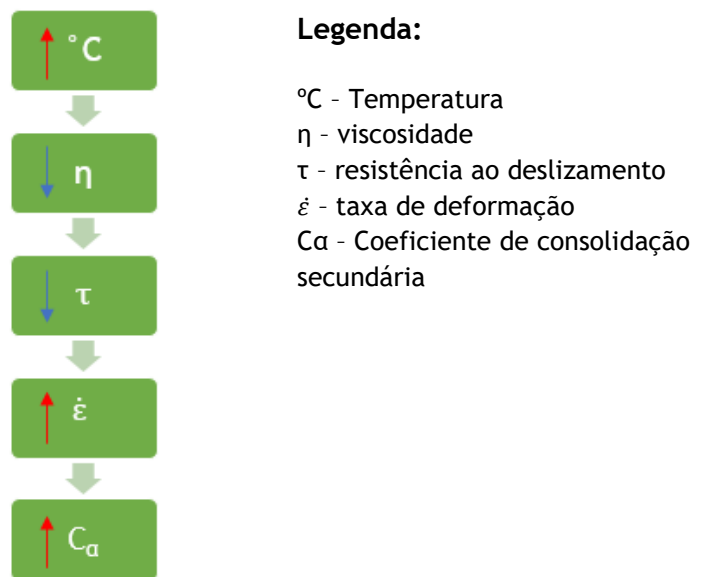


Figura 2.37 - Organograma explicativo da influência da temperatura no coeficiente de consolidação secundária.

Com o aumento da temperatura, a viscosidade da água diminui, fazendo decrescer a resistência viscosa e, conseqüentemente, uma diminuição da resistência ao corte entre as partículas. Após o sucedido, é muito provável que o solo sofra deformações, mais rapidamente e aumentando, portanto, a taxa de deformação, fazendo com isto aumentar o valor do coeficiente de consolidação secundária.

Assim, o efeito da temperatura é a soma de duas componentes: o efeito da temperatura no anel da célula edométrica e o efeito da temperatura na viscosidade da água em que o solo está saturado.

Este parâmetro influencia essencialmente os resultados da análise em laboratório, sendo previsível que o efeito das variações de temperatura nos solos, em natureza, não seja preponderante. Aliás, pode ter o efeito contrário, com a diminuição da temperatura em relação aos estratos mais profundos.

A presença de matéria orgânica é outro parâmetro que influencia o processo de consolidação secundária. De acordo com Olson (1989), essencialmente toda a consolidação de solos altamente orgânicos é do tipo secundário, com curvas de compressão contendo tramos muito inclinados. Esses tramos são explicados indiretamente pela correlação de Mesri com o teor em água, porque o teor desta em solos altamente orgânicos varia entre os valores de 100% e 4000%.

## 2.8.5. Cálculo de Assentamentos

### 2.8.5.1. Introdução

No ramo da Engenharia Civil os solos de fundação, inicialmente são abordados em relação à sua capacidade de carga, ou seja, se suportam a tensão que irá ser empregue sem que entrem em rotura. Após verificar a capacidade de carga, é necessário avaliar as deformações dos maciços como consequência das ações que recebem da estrutura.

As deformações dos maciços conduzem a assentamentos das fundações de construções, e em casos de edifícios, pontes, torres, silos e estruturas de elevado custo assumem particular importância, sendo necessário verificar a compatibilidade dos assentamentos em relação às exigências funcionais e estéticas das construções.

Em solos sedimentares, os assentamentos existem sempre; surge então a necessidade de avaliar se esses são admissíveis. Assim, segundo Ferreira Gomes (2013), os assentamentos admissíveis de uma estrutura é a quantidade de assentamento (deslocamento vertical) que essa estrutura pode tolerar. Os assentamentos podem assim ser limitados, mesmo quando a rotura não é eminente, por três razões:

- i) estética da edificação;
- ii) utilização da edificação;
- iii) danos estruturais.

Na Figura 2.38 podem-se observar diferentes situações em consequência de assentamentos. Os assentamentos admissíveis dependem de muitos fatores incluindo, tipo, tamanho, localização e fim previsto da estrutura, bem como o tipo de terreno.

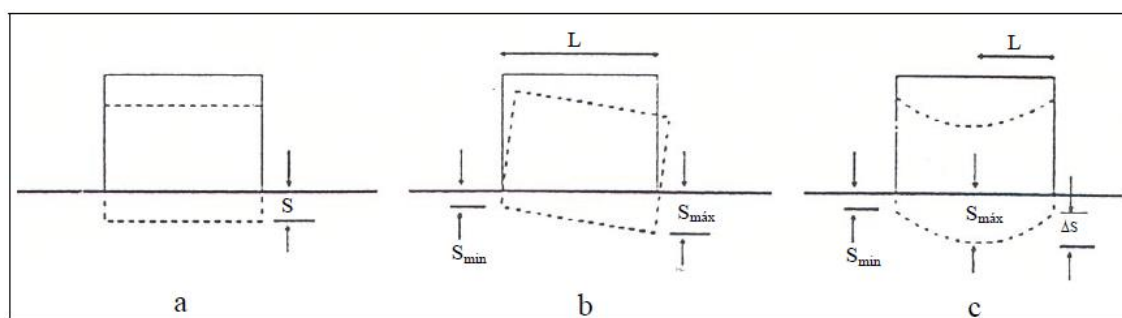


Figura 2.38 - Tipos de situações em assentamentos: a) assentamento uniforme; b) assentamento não uniforme em estrutura rígida, com inclinação; c) assentamento não uniforme em estrutura flexível (Ferreira Gomes, 2013).

De acordo com Ferreira Gomes (2013), quanto mais lentamente se desenvolverem os assentamentos, maiores serão os assentamentos que uma estrutura é capaz de suportar sem sofrer danos, devido à deformação lenta da estrutura. Portanto, os critérios de assentamentos



são diferentes para estruturas fundadas sobre areias e fundadas sobre argilas, permitindo assentamentos de maior magnitude nas argilas, por se verificarem mais lentamente que nas areias.

Para estruturas normais com fundações isoladas, são geralmente aceites assentamentos totais até 50 mm. Assentamentos de maior magnitude podem ser aceites desde que as rotações relativas permaneçam dentro dos limites aceitáveis e desde que os assentamentos totais não causem problemas da utilização em serviço (Bonde et al., 2013). A Tabela 2.7 fornece os valores aceitáveis dos assentamentos em estruturas.

Tabela 2.7 - Valores limites de deformações para evitar danos em estruturas (Lambe & Whitman, 1979).

Tipo de movimento	Factor limitativo	Máximo assentamento
Assentamento total	Drenagem	150 - 300 mm
	Acessos	300 - 600 mm
	Probabilidade de assentamentos diferenciais:	
	estrutura em paredes de alvenaria	25 - 50 mm
Inclinação	estrutura em pórtico	50 - 100 mm
	chaminés, silos, ensoleiramentos	75 - 300 mm
	Estabilidade em relação á rotação	Depende da altura e da largura
	Rotação de chaminés, torres, etc.	0,004L
	Circulação de vagões	0,01L
	Empilhamento de materiais	0,01L
	Operação de máquinas de fição de algodão	0,003L
	Operação de turbo-geradores	0,0002L
	Carris de gruas	0,003L
Assent. diferenciais	Drenagem de pavimentos	0,01 - 0,02L
	Muros de alvenaria	0,0005 - 0,0001L
	Fabricas de cerâmica de 1 piso (fissuras)	0,001-0,002L
	Fissuração de rebocos	0,001L
	Estrutura em betão armado	0,0025 - 0,004L
	Estruturas com paredes de betão armado	0,003L
	Estruturas contínuas em aço	0,002L
	Estruturas em aço de 1 tramo	0,005L

Nota: L é a distância entre colunas adjacentes ou entre quaisquer dois pontos que assentam diferentemente.

Segundo Ferreira Gomes (2013) os assentamentos no domínio da Mecânica dos Solos clássica e Engenharia de Fundações são em geral considerados como a soma de várias componentes, como representado na equação (2.17):

$$S = S_i + S_p + S_s \quad (2.17)$$

Onde:

- $S$ , é o assentamento total;
- $S_i$ , é a componente do assentamento instantâneo;
- $S_p$ , é a componente do assentamento primário;
- $S_s$ , é a componente do assentamento secundário.

Cada uma das três parcelas está relacionada com a compressibilidade dos solos, sendo as duas últimas mais relacionadas com a consolidação dos solos após aplicação da carga., cujo cálculo será especificado posteriormente.

#### 2.8.5.2. Assentamentos Instantâneos

Em relação ao cálculo dos assentamentos instantâneos, estes são calculados utilizando formulários baseados na teoria da elasticidade, que para além de envolverem o módulo de deformabilidade ( $E_s$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\mu$ ) do solo envolvem de um modo geral parâmetros relacionados com o tipo de fundação, sua forma em planta e profundidade (Ferreira Gomes, 2013). Os métodos de cálculo deste tipo de assentamentos, além de apresentados em Ferreira Gomes (2013), podem ser consultados em outros autores como Bowles (1997).

#### 2.8.5.3. Assentamentos Primários

Os assentamentos primários são aqueles que acontecem por consolidação do terreno, ocorrendo imediatamente após o final dos assentamentos instantâneos.

Para calcular os assentamentos primários existem vários formulários na literatura, no entanto, apresenta-se o sugerido por Ferreira Gomes (2013), representado na equação (2.18). Aconselha-se o acompanhamento da Figura 2.39, em auxílio à compreensão do processo de cálculo.

$$S_p = \sum_{i=1}^n (\Delta e_i / (1 + e_0)) \times \Delta h_i \quad (2.18)$$

Onde:

- $\Delta e_i$ , é a variação do índice de vazios em cada subcamada  $\Delta h_i$ ;
- $e_0$ , é o índice de vazios inicial (antes do carregamento) de cada subcamada  $\Delta h_i$ ;

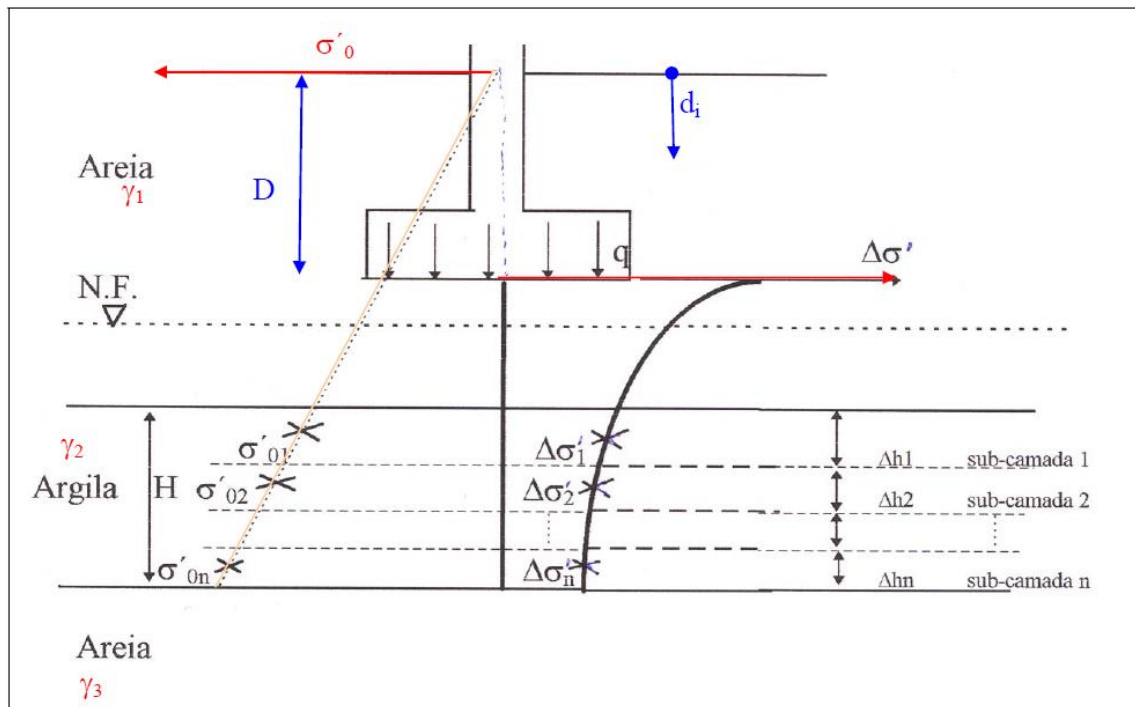


Figura 2.39 - Esquema gráfico para facilitar o cálculo dos assentamentos primários numa camada de argila de espessura H (Ferreira Gomes, 2013).

Ferreira Gomes (2013), sugere que a metodologia a seguir seja a seguinte:

1. Subdividir a camada de espessura H em n subcamadas de espessura  $\Delta h_i$ ;
2. Calcular as tensões verticais efetivas ( $\sigma_v'$ ) para a posição intermédia de cada subcamada, antes do incremento de carga;
3. Calcular os acréscimos de tensões efetivas finais ( $\Delta\sigma_v'$ ) para a posição intermédia de cada subcamada;
4. Calcular a variação do índice de vazios para cada subcamada ( $\Delta e$ ).

É nos pontos 3 e 4 que os parâmetros de compressibilidade ganham especial importância, nomeadamente o  $C_c$  e o  $C_r$ . No cálculo da variação do índice de vazios de cada subcamada,  $\Delta h_i$ , é importante saber se o acréscimo de tensão efetiva somado com a tensão efetiva vertical de repouso ultrapassam ou não a tensão de pré-consolidação, e para isso é importante analisar a Figura 2.40.

Se o solo for normalmente consolidado, ou seja, em que a  $\sigma'_0 = \sigma_p$ , implica naturalmente que qualquer incremento de carga faça com que a tensão efetiva vertical final seja superior à tensão de pré-consolidação ( $\sigma'_0 + \Delta\sigma' > \sigma_p$ ), Figura 2.40 a). Assim, a equação (2.19) é a utilizada para o cálculo da variação do índice de vazios.

$$\Delta e_i = C_c \log[(\sigma'_0 + \Delta\sigma')/\sigma'_0] i \quad (2.19)$$

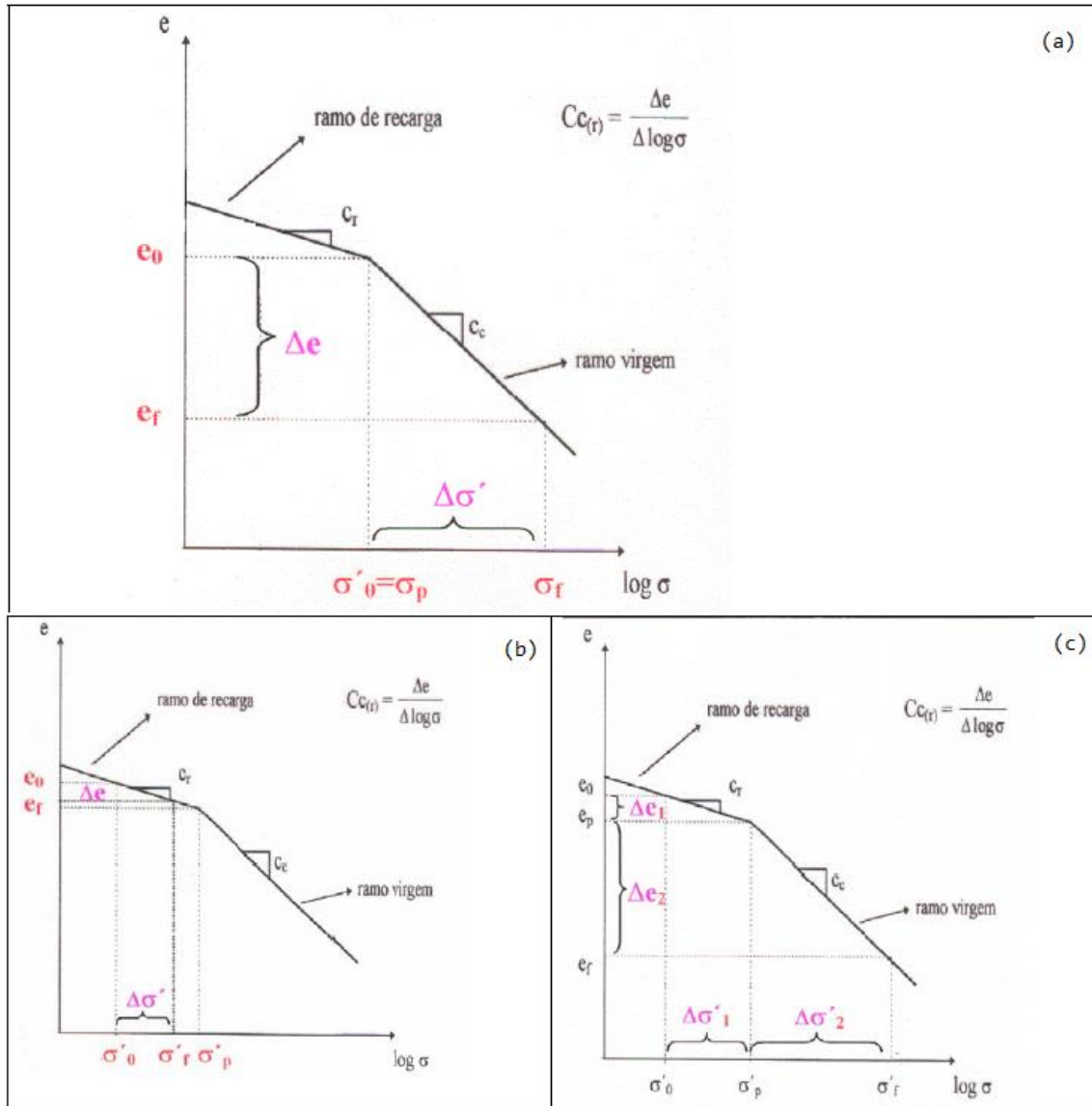


Figura 2.40 - Esquemas de auxílio à compreensão do cálculo de assentamentos primários, com carregamento de solos normalmente consolidados (a) e solos sobreconsolidados (b,c), adaptado de Ferreira Gomes (2013).

No caso de o solo ser sobreconsolidado, ou seja, em que  $\sigma'_0 < \sigma_p$ , pode acontecer duas situações distintas, como sugerido na Figura 2.40 b) e c), dependendo da magnitude da soma do acréscimo de tensão efetiva com a tensão efetiva vertical de repouso.

Se  $\sigma'_0 + \Delta\sigma' < \sigma_p$ , então o parâmetro a utilizar no cálculo da variação do índice de vazios é o índice de recompressão, como apresentado na equação (2.20).

$$\Delta e_i = C_r \log[(\sigma'_0 + \Delta\sigma')/\sigma'_0] i \quad (2.20)$$

Caso  $\sigma'_0 + \Delta\sigma' > \sigma_p$ , o solo irá sofrer uma recompressão e uma compressão, assim a equação (2.21) que permite calcular a variação do índice de vazios nestas circunstâncias engloba uma parcela dependente do índice de recompressão, e outra dependente do índice de compressão.

$$\Delta e_i = C_r \log[\sigma_p/\sigma'_0] i + C_c \log[\sigma_f/\sigma_p] i \quad (2.21)$$

#### 2.8.5.4. Assentamentos Secundários

Os assentamentos secundários, intrinsecamente ligados à consolidação secundária dos maciços, têm início imediatamente após o término dos assentamentos primários. A equação (2.22) é usada para o cálculo dos mesmos.

$$S_s = C_\alpha \times H_{ts} \times \log(t/t_p) \quad (2.22)$$

Onde:

- $C_\alpha$ , é o coeficiente de consolidação secundária;
- $H_{ts}$ , é a espessura da camada no início da consolidação secundária;
- $t$ , é o tempo para o qual se pretende calcular o assentamento secundário;
- $t_p$ , é o tempo correspondente ao final da consolidação primária.

Em termos médios, o tempo necessário para que os assentamentos primários se processem numa camada drenada por ambos os lados, é calculado por (Ferreira Gomes, 2013):

$$t_p = T(H_{DP})^2/c_v \quad (2.23)$$

Onde:

- $T$ , é um parâmetro adimensional designado por “fator tempo” e que depende do grau de consolidação médio,  $U$ ,
- $H_{DP}$ , é a altura de drenagem, corresponde à máxima distância que uma partícula de água percorre até à superfície drenante;
- $c_v$ , é o coeficiente de consolidação do solo.

O “fator tempo” é retirado do gráfico da Figura 2.41, sendo que em situações correntes admite-se que os assentamentos primários acabaram quando o grau de consolidação corresponde a 90%.

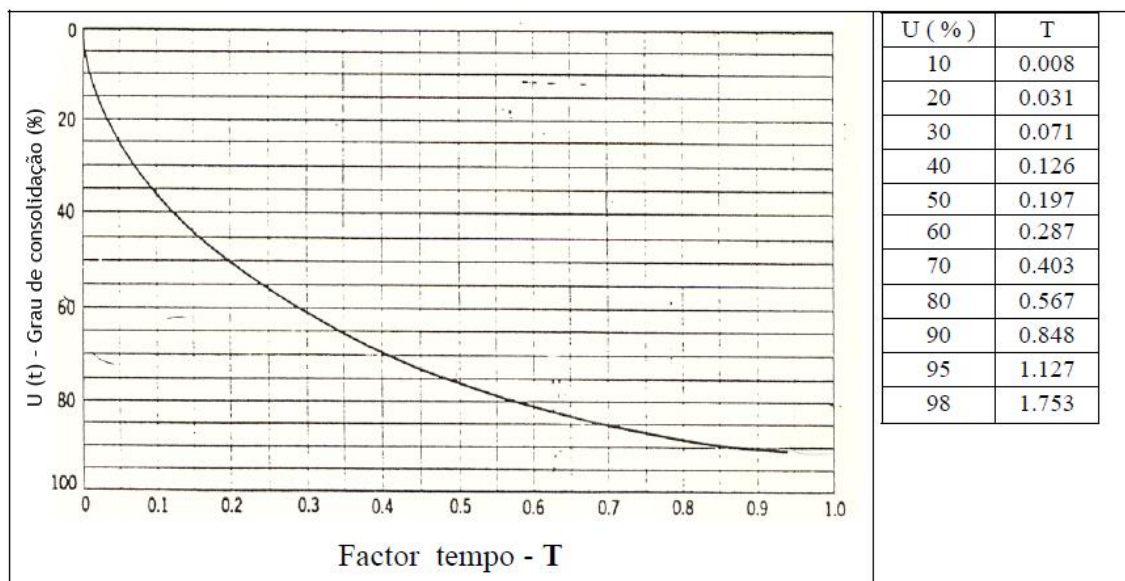


Figura 2.41 - Fator tempo em função do grau de consolidação médio (U) de uma camada argilosa, adaptado de Ferreira Gomes (2013).

# CAPÍTULO 3

## 3. METODOLOGIA

### 3.1. Preâmbulo

A metodologia seguida para o desenvolvimento dos trabalhos que culminaram no presente documento, resume-se sucintamente nas seguintes partes:

- i) Pesquisa bibliográfica;
- ii) Amostragem (Trabalho de campo);
- iii) Ensaios de Laboratório;
- iv) Estudos de Gabinete (Tratamento de dados).

### 3.2. Pesquisa Bibliográfica

A pesquisa bibliográfica efetuada incidiu essencialmente em duas partes: inicialmente procurou-se entender a formação dos solos sedimentares, dando especial importância aos depósitos de solos moles; numa segunda fase, as pesquisas centralizaram-se na compressibilidade e processo de consolidação dos solos sedimentares. Nesta última parte, deu-se importância aos trabalhos realizados nesta área, especialmente na determinação do coeficiente de consolidação secundária,  $C_{\alpha}$ , que é imprescindível para a estimativa dos assentamentos secundários em solos sedimentares orgânicos.

### 3.3. Trabalho de Campo

Com o objetivo de realizar os ensaios edométricos, foi necessário recolher amostras de solo no local em estudo. Existem dois grandes grupos de técnicas de prospeção “in situ”: as técnicas manuais e as técnicas mecânicas. As técnicas manuais são utilizadas para prospeção e recolha de amostras a pequena profundidade, não exigindo grande esforço do executante. Por sua vez, as técnicas mecânicas, são utilizadas para recolher amostras em profundidade, e tal como a designação indica são executadas com auxílio de meios mecânicos. Exemplos de sondagens mecânicas são: trados motorizados, sondagens à percussão, à rotação, à rotopercussão, de entre outras. A Figura 3.1 apresenta alguns equipamentos ligeiros de prospeção geotécnica de uso manual, para recolha de amostras em solos a baixa profundidade.

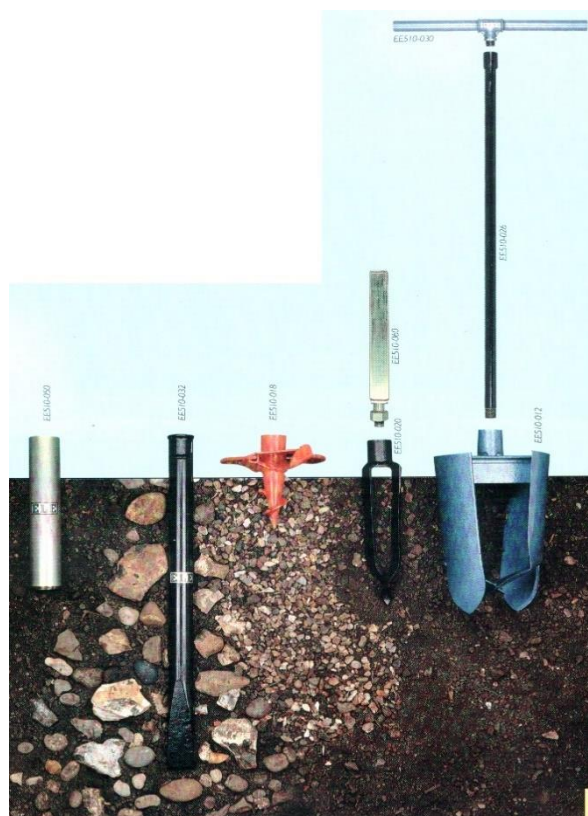


Figura 3.1 - Esquema com alguns equipamentos ligeiros de prospeção geotécnica de uso manual para efetuar a amostragem (Ferreira Gomes, 2001).

Além dos equipamentos referidos, manualmente também se usam sacholas, picaretas, pás de diferentes formas, espátulas, facas, e fios de viola, ou até amostradores especiais cravados estaticamente ou à percussão.

Foi com auxílio de pás e espátulas que se efetuaram duas amostras do tipo bloco, o mais indeformadas possível, transportadas em sacos plásticos, até ao laboratório de Mecânica dos Solos da UBI. As amostras designam-se por: Amostra 1- Salinas, e Amostra 2 - Cacia.

### 3.4. Ensaios de Laboratório

Os ensaios laboratoriais foram executados no Laboratório de Mecânica dos Solos, do Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura, nas instalações da Faculdade de Engenharia da Universidade da Beira Interior.



### 3.4.1. Parâmetros Físicos Naturais

Com base nos anéis metálicos de volume conhecido que foram previamente preparados para a realização dos ensaios Edométricos, e cravados nas amostras-bloco, obteve-se o peso volúmico,  $\gamma$ , e o teor em água natural,  $\omega_N$ .

O peso específico do solo seco,  $\gamma_d$ , o grau de saturação,  $S_r$ , e o índice de vazios natural,  $e_0$ , foram obtidos a partir dos seguintes formulários (Bowles, 1986).

$$\gamma_d = W_s/V_t \quad (3.1)$$

$$S_r = (V_w/V_v) \times 100 \quad (3.2)$$

$$e_0 = V_v/V_s \quad (3.3)$$

Onde:

$W_s$ , é o peso seco dos sólidos de uma massa de solo;

$V_t$ , é o volume total de uma massa de solo;

$V_w$ , é o volume de água numa massa de solo;

$V_v$ , é o volume de vazios de uma massa de solo.

### 3.4.2. Ensaio de Identificação

Para proceder à análise granulométrica dos solos recolhidos respeitaram-se, genericamente, as especificações do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), e em paralelo as normas internacionais mais recentes. As normas utilizadas foram as seguintes:

- E 195 (1966), “Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação”;
- E 196 (1966), “Análise granulométrica”;
- E 239 (1971), “Análise granulométrica por peneiração húmida”;
- CEN ISO/TS 17892-4 (2004), “*Determination of particle size distribution*”.

De realçar que tanto a especificação do LNEC como a norma internacional aconselhavam o tratamento dos solos com matéria orgânica antes da análise. Esse tratamento foi feito com recurso a um forno de alta temperatura (Mufla).

A granulometria do solo da amostra 2 foi analisada pelo método da peneiração e sedimentação, descritos na especificação do LNEC e na norma internacional. Todavia, devido à morosidade do processo de sedimentação e tendo em conta a análise visual do solo, achou-se conveniente usar o método da peneiração húmida para a análise granulométrica da amostra 1, descrito na especificação do LNEC. A Figura 3.2 e Figura 3.3 mostram elementos do ensaio.



Figura 3.2 - Elementos da fase de peneiração, à esquerda e a plataforma vibratória à direita, no âmbito do ensaio de análise granulométricas dos solos.

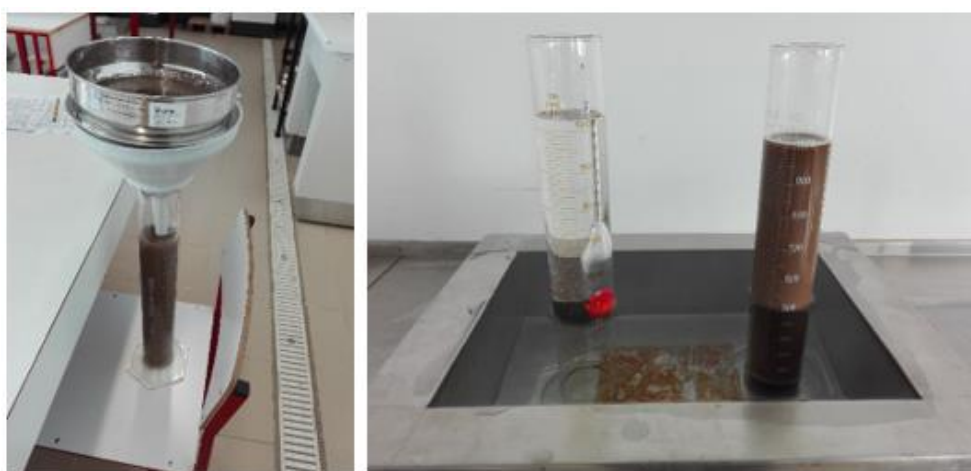


Figura 3.3 - Fotografias da fase de sedimentação, à esquerda e medições no densímetro, à direita.

Os limites de consistência foram determinados seguindo genericamente a CEN ISO/TS 17892-12 (2004). No entanto, para determinar o limite de liquidez, foi utilizado o método da concha de Casagrande, em detrimento do cone penetrométrico. A razão desta opção prende-se com a maior destreza do manuseador em utilizar a concha de Casagrande em relação ao cone penetrométrico. Na Figura 3.4 pode se observar o momento do golpe com o riscador, antes de se iniciar as pancadas.



Figura 3.4 - Registo fotográfico do ensaio da Concha de Casagrande, para determinação do limite de liquidez.

Em relação à determinação do limite de plasticidade na amostra 1, apesar desta conter numa primeira análise uma grande quantidade de areia, foi possível realizar o “ensaio dos rolinhos” sem problemas acrescidos devido à textura do solo. Por sua vez, a amostra 2 apresentou-se mais difícil de manusear, mas foi igualmente determinado o limite de plasticidade. A Figura 3.5 apresenta momentos do ensaio de determinação dos limites de plasticidade.



Figura 3.5 - Registo fotográfico do ensaio para determinação do limite de plasticidade (“ensaio dos rolinhos”).

Para a determinação do teor em matéria orgânica dos solos em estudo o procedimento utilizado foi o seguinte:

- i) Colocou-se num tabuleiro uma porção de solo e levou-se à estufa durante pelo menos 24 horas, com uma temperatura na ordem dos 80 °C. Reduziu-se a temperatura para que não houvesse perda de matéria orgânica.
- ii) Após secagem do solo em estufa, colocou-se os tabuleiros na mufla, com uma temperatura média de 500 °C.
- iii) Registou-se medições do peso solo, até este estabilizar.

O teor em matéria orgânica foi determinado subtraindo o peso do solo após sair da mufla ao peso do solo antes de entrar na mesma, sendo a diferença dos pesos do solo o respetivo peso da matéria orgânica.

Para a determinação da densidade das partículas,  $G_s$ , foi seguida genericamente a norma internacional CEN ISO/TS 17892-3 (2004), “*Determination of particle density Pycnometer method*”. Na Figura 3.6 apresentam-se fotografias aquando do ensaio nas amostras em estudo.



Figura 3.6 - Imagens obtidas aquando do ensaio de determinação da densidade das partículas.

### 3.4.3. Ensaios de Compressibilidade

Havendo à partida duas amostras de solos orgânicos pretendia-se conhecer, além das suas características de identificação, as suas propriedades de compressibilidade primária, de modo a que quando se avançasse para os ensaios de longa duração (creep) fossem em amostras já relativamente bem conhecidas, com objetivo inclusive de planear de um modo adequado a tensão vertical a impor nos provetes ao longo do tempo.

Assim, realizaram-se inicialmente 2 provetes em amostras indeformadas: Proвете 1 - Amostra 1 (Salinas)-Ind; Proвете 2 - Amostra 2 (Cacia)-Ind. Ambos os provetes foram sujeitos a ensaios edométricos clássicos.

Entretanto, devido ao mau estado da amostra 1 com zonas extremamente moles e muito rica em matéria orgânica, o ensaio não decorreu como seria de esperar, devido à inclinação da placa de carga do edómetro no decorrer do ensaio; assim, não se considerando os resultados perfeitamente fidedignos, realizou-se novo provete: Proвете 3 - Amostra 1 (Salinas)-Ind, de modo a obter resultados mais consistentes; salienta-se desde já que, apesar do ensaio edométrico ter corrido melhor, mas entende-se que não foi perfeito, no que diz respeito à particularidade da placa de carga se manter na horizontal no decorrer do ensaio. Assim, de modo a se conseguir um ensaio mais perfeito, e adquirir sensibilidade e aprendizagem neste tipo de ensaios e suas determinações, realizou-se um novo provete na amostra 1, em solo remoldado: Proвете 4 - Amostra 1 (Salinas)-Rem, onde se realizou um ensaio edométrico clássico, mas com um patamar de descarga e recarga novamente.

Assim, com o conhecimento adquirido nos ensaios sobre os 4 provetes referidos tomou-se então a decisão de se avançar com o ensaio de creep apenas na amostra 2, usando 2 provetes indeformados e um terceiro remoldado. A tensão que os provetes foram submetidos foi o valor correspondente ao dobro da tensão de pré-consolidação.

A Tabela 3.1 apresenta um resumo dos ensaios de compressibilidade efetuados.

Tabela 3.1 - Resumo dos provetes sujeitos a ensaios de compressibilidade do tipo edométricos clássicos e do tipo de tensão efetiva contante em longa duração (Creep).

Proвете	Amostra	Edómetro nº	Tipo de Ensaio	Data Inicial	Data Final	Duração
1	(Salinas)-Ind	3	Clássico	10/02/2017	19/02/2017	9 dias
2	(Cacia)-Ind	2		10/02/2017	19/02/2017	
3	(Salinas)-Ind	1		11/02/2017	20/02/2017	
4	(Salinas)-Rem	3		13/03/2017	27/03/2017	14 dias
5	(Cacia)-Ind	1	Creep	20/04/2017	20/09/2017	5 meses
6	(Cacia)-Ind	2		20/04/2017	20/09/2017	
7	(Cacia)-Rem	3		20/04/2017	20/09/2017	

Os procedimentos usados nos ensaios edométricos clássicos seguiram genericamente a metodologia apresentada na norma ASTM D2435 - 96: *Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils* e em paralelo a metodologia apresentada por Bowles (1986).

As amostras foram ensaiadas em provetes de 2 cm de altura de forma circular em planta, com área de aproximadamente 33 cm<sup>2</sup>.

Salienta-se que para se iniciar o ensaio, calibrou-se o edómetro, verificando se tudo está a funcionar corretamente, incluindo o defletómetro. De seguida procede-se à montagem do provete. A Figura 3.7 ilustra o momento da moldagem do provete da célula edométrica. Trata-se de um provete de uma amostra indeformada. O procedimento passa por cravar o anel na amostra, e posteriormente com um objeto afiado aparar o solo que fica em volta do anel cortante e nas suas faces, inferior e superior.

Moldado o provete, coloca-se uma pedra porosa na parte inferior da célula edométrica e coloca-se o anel em cima. De seguida, aperta-se o anel de contenção e completa-se a célula colocando a pedra porosa superior e a placa de carga.



Figura 3.7 - Moldagem do provete para o ensaio edométrico.



O plano de carregamento adotado tem por base que a razão entre o incremento de tensão e a tensão existente seja unitária ( $\Delta\sigma/\sigma=1$ ), ou seja, o incremento de tensão é igual à tensão instalada, tendo-se iniciado com tensões muito baixas na ordem de 8 a 16 kN/m<sup>2</sup> e terminado com tensões na ordem dos 1000 kN/m<sup>2</sup>.

A metodologia com detalhe poderá ser observada nos boletins de ensaios em Anexo II.

A Figura 3.8 ilustra o ensaio edométrico em curso, ainda numa fase inicial, como se pode observar pelos pesos no pendural.



Figura 3.8 - Ensaio edométrico em curso nas amostras em estudo no Laboratório de Mecânica dos Solos da UBI.

Por último salienta-se que se realizaram os ensaios de compressibilidade a tensão constante, *creep*, nos três provetes da amostra 2. O procedimento de preparação dos provetes seguiu os mesmos critérios anteriores. É na aplicação da carga que este ensaio difere dos realizados anteriormente: aplicou-se uma tensão igual ao dobro da tensão de pré-consolidação e manteve-se a tensão constante durante cinco meses, registando as deformações. Verificou-se o cuidado de sistematicamente acrescentar água à célula edométrica para compensar a evaporação da água que ia decorrendo ao longo do tempo.

### 3.5. Estudos de Gabinete

Os estudos de gabinete organizaram-se em duas fases: numa primeira fase foram calculados os parâmetros físicos naturais e os parâmetros de identificação do solo de ambas as amostras, classificando os solos e comparando com os resultados obtidos em outros estudos; numa fase seguinte trataram-se os registos obtidos nos ensaios edométricos. O tratamento dos dados foi executado com recurso ao programa Excel 2016.

Salienta-se que os solos foram classificados de acordo com a Classificação Unificada e o sistema AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), cujos elementos principais se apresentam em Anexo I.

O tratamento de dados seguiu os aspetos e formulários que nas respetivas secções foram apresentados no item de estado de arte, nomeadamente salienta-se que no caso do ensaio edométrico no cálculo do coeficiente de consolidação,  $c_v$ , usou-se o critério de Taylor na determinação da tensão de pré-consolidação se usou o método de Casagrande e ainda na determinação final do índice de compressão, este efetuou-se sempre com a correção de Schmertmann.

Salienta-se ainda que no decorrer dos ensaios edométricos, para cada patamar de carga, o registo de assentamentos se verificou para tempos posteriores à consolidação primária, de modo a que se conseguisse determinar o coeficiente de consolidação secundária,  $C_{\alpha}$ , em cada estágio de tensão, através da equação 2.12. O intervalo de tempo de registos de deformações no âmbito dos assentamentos secundários nesta fase foi de cerca de 20 a 23 horas, dado que a consolidação primária, regra geral, foi inferior a 1 hora e ao fim de 24 horas se verificava novo incremento de carga.

Nos provetes 5, 6 e 7, dedicados exclusivamente à consolidação secundária, o período de tempo de registo dos assentamentos secundários foi cerca de 5 meses, sendo o processo de cálculo do coeficiente de consolidação secundária efetuado pela equação 2.12.





## 4.2. Enquadramento Geomorfológico

A região de Aveiro é uma zona bastante aplanada e com uma cota muito próxima do nível médio das águas do mar. O seu rio principal é o Vouga, que surge a Este da região e desagua numa laguna. O rio Vouga nesta zona tem uma cota de aproximadamente 5 metros.

Conhecida pelos seus famosos canais da Ria, a região encontra-se delimitada por um cordão dunar a Oeste, a Reserva Natural das Dunas de São Jacinto, cuja cota ronda os 6 metros acima do nível das águas do mar. A este, na zona de Albergaria-a-Velha, os relevos começam a surgir, e a cota aumentar. Na Figura 4.2 pode-se observar um esquema representativo da evolução das unidades geomorfológicas da costa até a zona mais montanhosa da região. A zona delimitada pela elipse vermelha corresponde à zona em estudo.

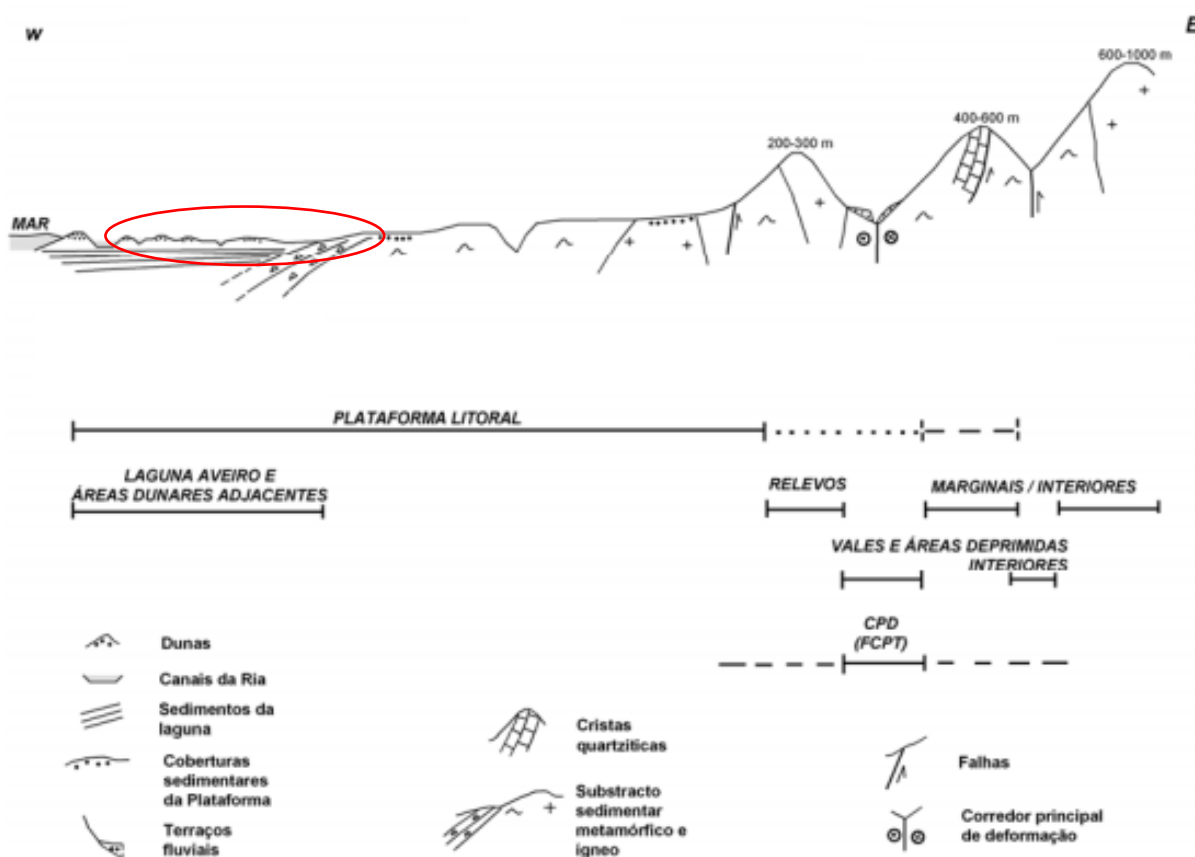


Figura 4.2 - Perfil esquemático das principais unidades morfológicas da região (a partir de Gomes, 2008).

A região tem uma forte presença da atividade agrícola, fruto da forma plana dos terrenos e devido à grande quantidade de água que provém dos rios que desaguam naquela parte plana, formando assim os deltas e lagunas propícios da região. Na Figura 4.3 pode-se observar a hipsometria da região e concluir que, de facto a zona em estudo, delimitada a preto, é uma planície que varia entre os 0 e 50 metros de altitude em relação ao nível médio das águas do mar.



## 4.3. Elementos Geológicos

### 4.3.1. Aspetos Globais

Segundo Ferreira Gomes (1992), a região situa-se na Orla Meso-Cenozóica Ocidental (Figura 4.4), desenvolvendo-se até às proximidades da Meseta Ibérica ou Maciço Hespérico. Os terrenos desta Orla são de natureza sedimentar e mais recentes (Mesozóicos e Cenozóicos) que os da Meseta (Pré-Câmbrios e Paleozóicos) constituídos essencialmente por rochas metamórficas e ígneas.

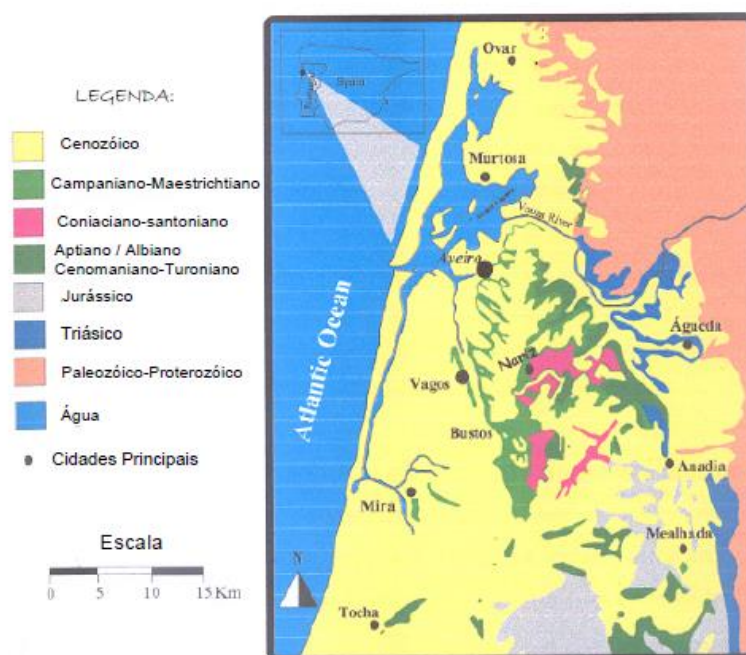


Figura 4.4 - Enquadramento geológico da região (Galhano, 1999, *in* Bonito, 2008).

O enquadramento da zona em estudo, em relação às unidades geológicas desta região, apresenta-se na Figura 4.5.

Em tempos muito recuados, a região estudada estava submersa. No fundo depositavam-se sedimentos que vieram a dar origem às rochas do complexo xisto-grauváquico. Posteriormente, durante o período Paleozóico, aqueles terrenos foram metamorfizados, dobrados, fraturados e sofreram erosão, resultando um relevo muito irregular. Sobre aqueles terrenos depositaram-se outros sedimentos que deram origem aos arenitos de Eirol e a muitos outros que em vários ciclos geológicos se formavam e erodiam total ou parcialmente (Ferreira Gomes, 1992).

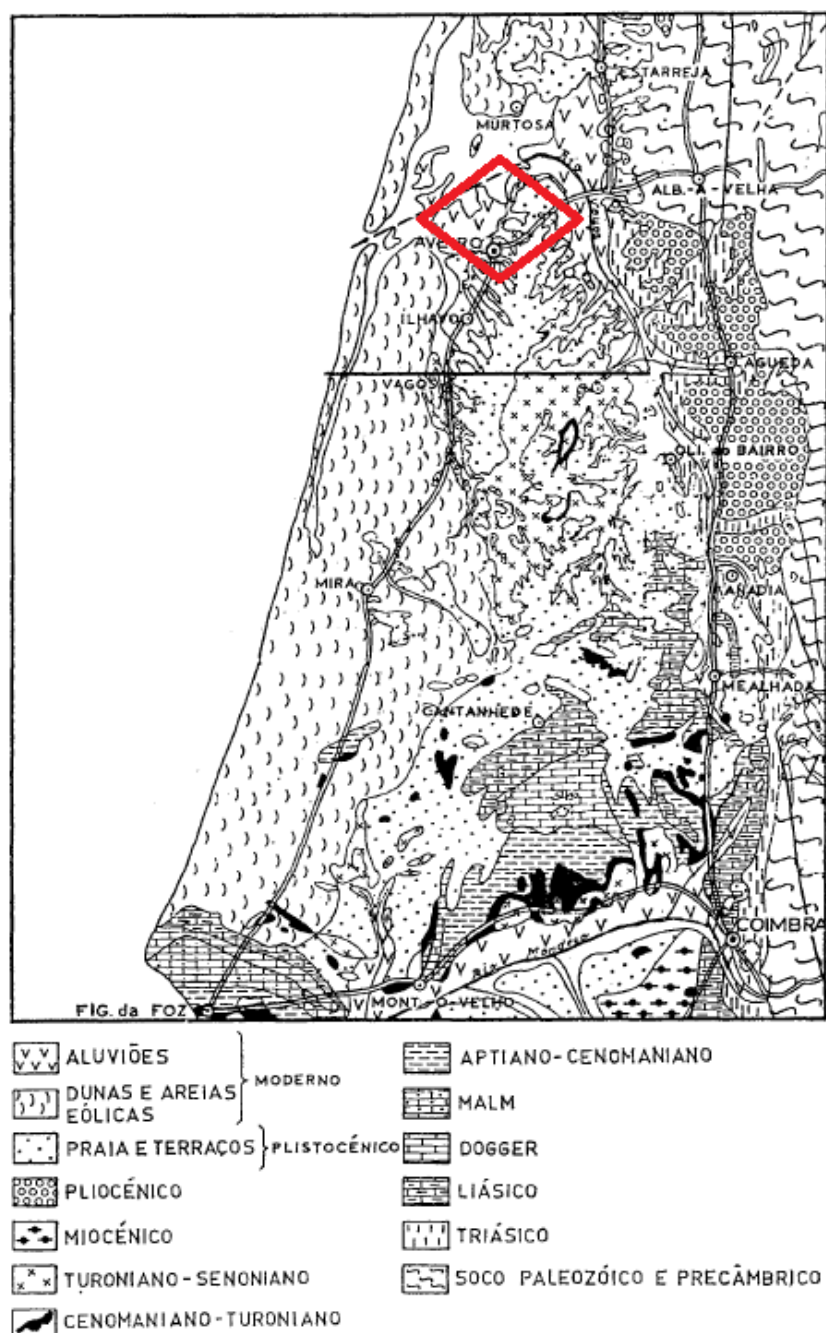


Figura 4.5 - Enquadramento geológico da região estudada (adaptado de Ferreira Gomes, 1992).

É importante realçar a formação de uma fratura, a norte de Aveiro, no Cretácio Superior, desnivelando a zona, e onde o rio Vouga instalou a parte final do seu curso. O conhecimento exato do local da desembocadura deste, indicaria o local em que os sedimentos da Ria apresentam maior espessura.



### 4.3.2. Formação do Delta da Ria de Aveiro

A formação da zona lagunar, designada Ria de Aveiro, está intrinsecamente associada ao estabelecimento do extenso cordão dunar no litoral da região de Aveiro. Com associação do cordão dunar à geomorfologia da zona e à foz do rio Vouga, estavam criadas as condições para a formação de uma laguna.

Na costa litoral de Aveiro as correntes do oceano Atlântico têm sentido de Norte para Sul, fazendo o cordão estender-se de Ovar até Ílhavo tal como sugerido na Figura 4.6. A região é conhecida pelos seus regulares e intensos ventos, que contribuem em grande parte para a sedimentação da laguna, juntamente com os sedimentos depositados pela corrente do rio Vouga.



Figura 4.6 - Evolução da zona que deu origem à atual Ria de Aveiro (Anón., 2017d).

De acordo com registos históricos, a formação da Ria data do século XI, quando o cordão arenoso começou a ganhar forma. O cordão dunar fez com que o rio Vouga tivesse uma barreira a separá-lo do oceano e, como consequência, houve períodos de tempo entre os séculos XVII e XVIII em que o sistema estuarino ficou isolado do mar, formando uma verdadeira laguna.

Segundo Bonito (2008), a indesejável e nociva insalubridade na região da laguna conduziu o homem a abrir uma barra artificial em 1808 para melhorar a situação. Aliás, o local da barra não se alterou até aos dias de hoje.

Devido à forte presença de organismos vegetais e animais na laguna, os estratos sedimentares podem apresentar um alto teor em matéria orgânica.

## 4.4. Aspetos Geotécnicos

Vários investigadores fizeram estudos geotécnicos na região de Aveiro, contribuindo para uma melhor compreensão sobre o comportamento dos solos sedimentares da zona. Entre os investigadores, destaca-se Ferreira Gomes (1992) que realizou um grande número de sondagens e ensaios nos solos da região, culminando no mapeamento geotécnico da zona de Aveiro, podendo ser consultado a carta de zoneamento geotécnico de Aveiro na Figura 4.8 e a carta de zoneamento geotécnico de Cacia na Figura 4.9.

A Tabela 4.1 apresenta valores de parâmetros físicos naturais de identificação e compressibilidade obtidos por Ferreira Gomes e Ladeira (1995), em várias dezenas de amostras dos solos associados diretamente com a Ria de Aveiro.

Tabela 4.1 - Parâmetros geotécnicos dos solos aluvio-lodosos da região de Aveiro (adaptado de Ferreira Gomes e Ladeira, 1995).

Parâmetro	Unidade CAL (OCR =1)			
	Lodos S. Strictu	Lodos com areia	Lodos arenosos	Areias lodosas
$W_N$ (%)	44 - 90	30 - 59	24 - 41	15 - 40
$\gamma_N$ (kN/m <sup>3</sup> )	12.0 - 17.3	15.8 - 18.5	17.5 - 20.3	16.5 - 20.5
$\gamma_{dN}$ (kN/m <sup>3</sup> )	6.3 - 11.6	10.0 - 14.2	12.4 - 15.9	12.8 - 17.2
$e_N$	1.03 - 2.18	0.91 - 1.88	0.65 - 1.78	0.45 - 0.80
Pa (%)	0 - 14	15 - 29	30 - 50	51 - 60
LL (%)	38 - 65	33-49	18-42	17-25
IP (%)	0 - 21	0 - 13	0 - 9	0 - 6
Gs	2.34 - 2.66	2.40 - 2.68	2.46 - 2.68	2.50 - 2.70
Classificação AASHO	A-6, A-7-5 A-7-6, A-5	A-4, A-5 A-6, A-7-5	A-4	A-4 A-5
Classificação Unificada	OL OH	OL OH	OL	SM
$C_C$	0.30 - 0.85	0.15 - 0.45	0.10 - 0.40	0.06 - 0.25
$C_{u \times 10^{-3}}$	0 - 21	0 - 13	0 - 9	0 - 6

Como se pode identificar facilmente, os autores da Tabela 4.1 dividem os solos do complexo aluvionar lodoso, em quatro grupos: lodos *sensu strictu*, lodos com areia, lodos arenosos e areias lodosas. Com base nestes resultados será possível comparar os valores obtidos dos ensaios realizados nas amostras em estudo e conferir se convergem com os mesmos.

Aguiar (1992, *in* Bonito, 2008) realizou estudos de caracterização por ensaios laboratoriais sobre amostras de solos lodosos provenientes da zona de Esgueira (Aveiro), recolhidas numa sondagem de mais de 20 metros de profundidade para a construção de uma obra de arte sobre o antigo IP5. Na Figura 4.7 pode observar-se o perfil geológico-geotécnico da sondagem e verificar que os lodos podem atingir até quase 20 metros de espessura.

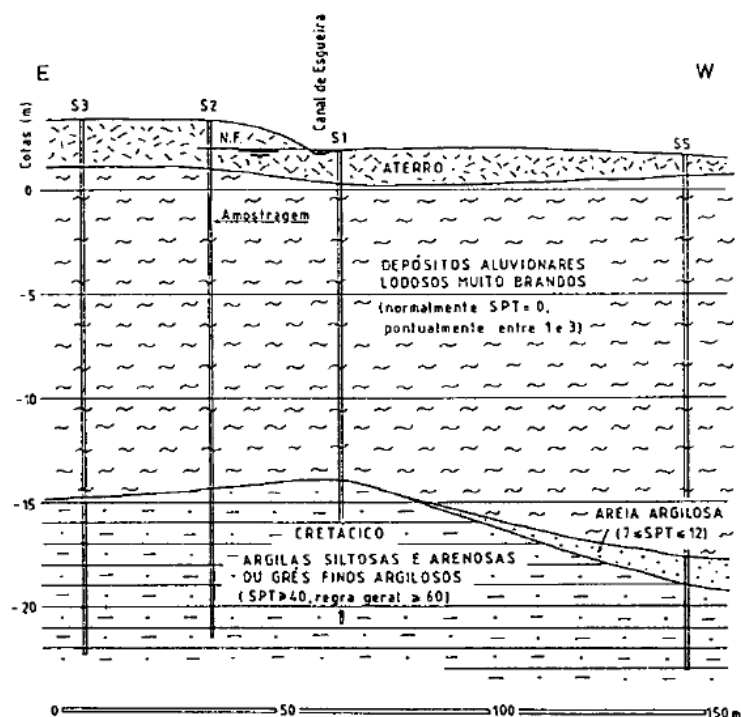


Figura 4.7 - Perfil geológico-geotécnico no canal de Esgueira, evidenciando uma possante zona de solos lodosos sobre o substrato cretácico (Aguiar, 1992, *in* Bonito, 2008).

Os parâmetros de compressibilidade dos solos lodosos foram avaliados a partir de ensaios edométricos clássicos, por carga incremental, sendo os resultados apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Parâmetros de compressibilidade e consolidação dos solos de Esgueira (Aguiar, 1992, *in* Bonito, 2008).

Parâmetros	Solo de Esgueira
$C_c$	0,50
$C_r$	0,09
$C_v \times 10^{-3} \text{ (cm}^2/\text{s) }^*$	4,0 – 7,0
$C_{\alpha}/C_c$	0,044
$C_{\alpha}/(1+e)$	0,8 – 1,0

\*no ramo virgem

De ensaios realizados por Bonito (2008), também em solos lodosos, em outros dois locais de Aveiro (Esteiro de S. Pedro e TIRTIFE), destacam-se os resultados obtidos para a parametrização da consolidação dos mesmos na Tabela 4.3 e os resultados obtidos para a consolidação secundária (Tabela 4.4).



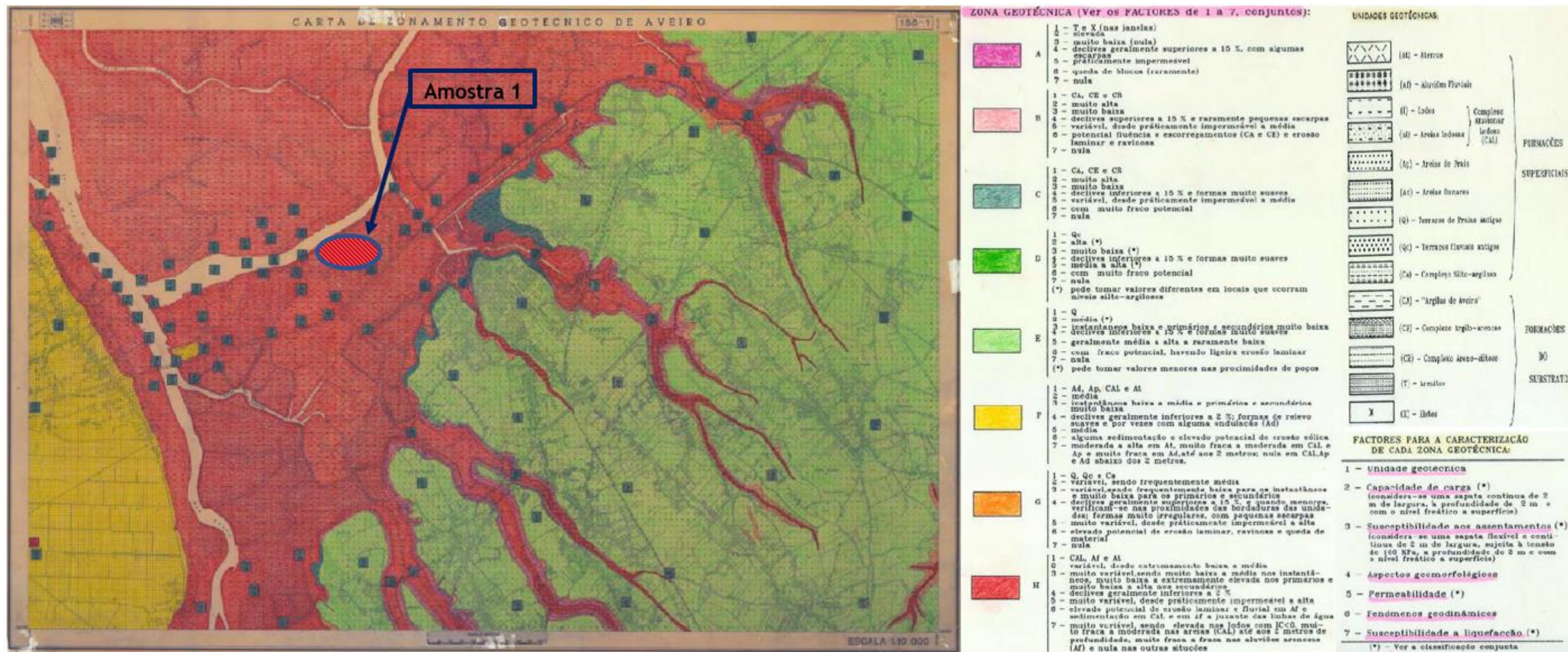


Figura 4.8 - Carta de Zoneamento Geotécnico de Aveiro, adaptado de Ferreira Gomes (1992).



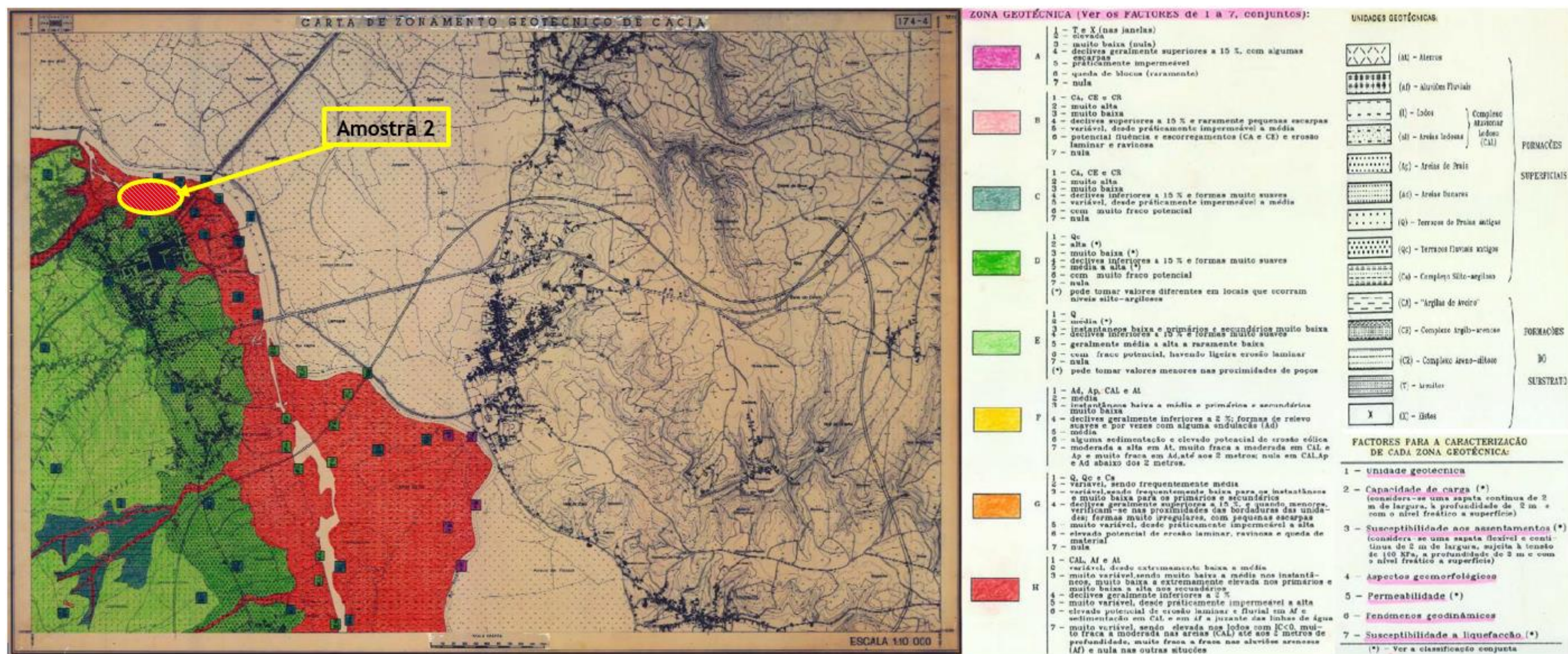


Figura 4.9 - Carta de Zoneamento Geotécnico de Cacia, adaptado de Ferreira Gomes (1992).



Tabela 4.3 - Parametrização da consolidação dos solos estudados por Bonito (2008).

	Prof. (m)	$\sigma'_{v0}$	Escalão de $\sigma'_{v0}$			
			$c_v$ $\cdot 10^{-2}$ (cm <sup>2</sup> /min)	$c_v$ (m <sup>2</sup> /ano)	$m_v$ $\cdot 10^{-4}$ (kPa <sup>-1</sup> )	$k_v$ $\cdot 10^{-10}$ (m/s)
Esteiro de S. Pedro	2,3	17	9,86	5,2	4,13	6,9
	6,3	31	7,45	3,9	5,81	7,35
	12,3	60	16,3	8,6	3,27	9,06
TIRTIFE	4,3	43	73,3	38,5	8,63	10,7
	6,3	65	17,2	9,0	2,34	6,85
	14,3	122	65,4	34,4	2,21	24,5

Tabela 4.4 - Parametrização da compressão secundária dos solos estudados por (adaptado de Bonito, 2008).

	Prof. [m]	$C_\alpha$		
		Intervalo	Valor Médio	
Estaleiro S. Pedro	2,3	0,005 - 0,017	0,014	
	6,3	0,005 - 0,008	0,007	
	12,3	0,01 - 0,014	0,011	
TIRTIFE	4,3	0,002 - 0,004	0,003	0,004
	6,3	0,005 - 0,006	0,005	
	14,3	0,003 - 0,007	0,005	

Bonito (2008), citando Matos Fernandes (2006), refere que as aluviões orgânicas dos vales do litoral português, tipicamente classificadas como lodos siltsos orgânicos (OH ou OL, segundo a classificação Unificada), exibem consolidação secundária média alta, com  $C_\alpha/(1+e)$  da ordem de 1%.

## 4.5. Amostragem

Foram recolhidas amostras em dois locais distintos da zona de Aveiro, ambos no Complexo Aluvionar Lodoso. A amostra 1 foi recolhida a cerca de 50 cm de profundidade na zona das salinas, junto à saída nº3 da A25 e a amostra 2 foi recolhida a cerca de 50 cm de profundidade, junto à margem esquerda do rio Vouga, nas imediações da ETAR Norte, em Cacia. As localizações podem ser observadas com detalhe na Figura 4.10.

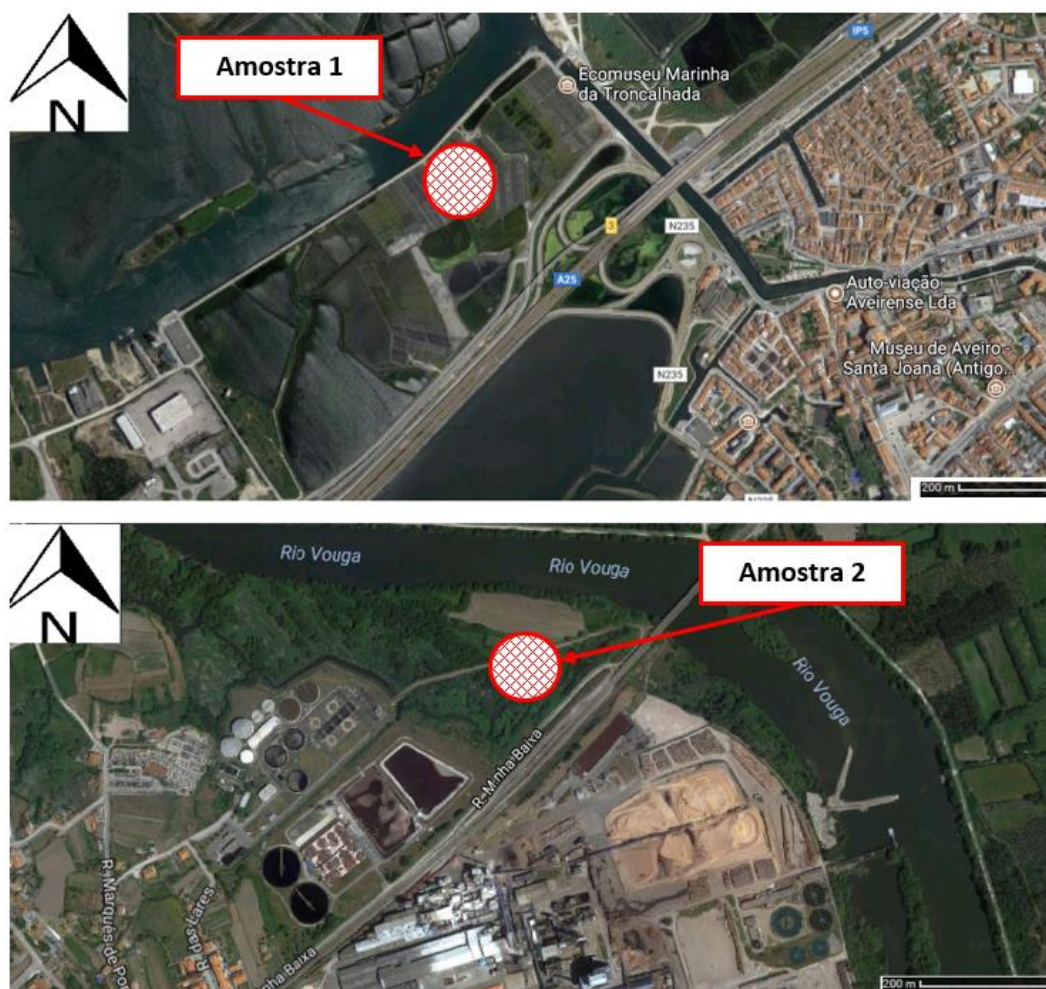


Figura 4.10 - Localização geográfica do local de recolha das amostras (a partir de Google Maps, 2017).

A profundidade da amostra foi condicionada pelo grau de saturação que os terrenos apresentavam, pois a data da recolha das amostras coincidiu com a época de chuva/cheias da região e, também, pelo facto de os utensílios utilizados na recolha da amostra não serem os mais adequados (pá quadrada), ao invés de um amostrador adequado para o efeito. Assim, pelo facto do terreno se encontrar com o nível freático muito elevado, ao proceder à vala para a recolha, rapidamente as paredes começavam a ruir sendo difícil recolher a amostra a maior profundidade.

As amostras depois de colhidas foram colocadas num saco plástico e seladas com um atilho para que não perdessem água por evaporação durante o tempo de transporte e o início das atividades laboratoriais. Devido ao alto teor em água apresentado pelas amostras, foi necessário colocar os sacos dentro de um recipiente rígido para minorar os problemas de qualidade das amostras devido à tendência para estas fluírem.

O local das amostras foi escolhido um tanto ou pouco aleatoriamente, mas sempre com a intenção de nas imediações se encontrar uma construção de grande envergadura. A amostra 1 foi colhida dentro do perímetro do delta da Ria de Aveiro e, desse modo, suscetível às marés e ao que as mesmas trazem consigo para depositar. Por outro lado, o local onde a amostra 2 foi colhida ainda é margem do Rio Vouga e, assim, dessa forma está mais propício ao depósito do material que é transportado pela corrente do mesmo.

Compreende-se ser importante salientar que, devido à intempérie que se fazia sentir no dia da recolha das amostras, não existe retrato fotográfico da atividade.

As amostras recolhidas são bastantes distintas entre si. Enquanto a amostra 1-Salinas apresentava uma cor cinza escura com um cheiro muito característico dos lodos daquela região, a amostra 2-Cacia tinha uma cor acastanhada e era muito pegajosa, causando dificuldades na sua extração. Em qualquer uma das amostras, após primeira análise visual era imperativo considerar que continham matéria orgânica; se na amostra 1 isso se evidenciava não só pelo cheiro, mas também pelos detritos de algas, na amostra 2 não era tão nítido. No entanto analisando as paredes do furo em que foi colhida a amostra, estas apresentavam restos de raízes.

## 4.6. Resultados dos Ensaio de Laboratório

### 4.6.1. Parâmetros Físicos Naturais

Os resultados dos parâmetros físicos naturais dos solos das amostras foram calculados com base na média dos parâmetros dos provetes ensaiados e encontram-se resumidos na Tabela 4.5.

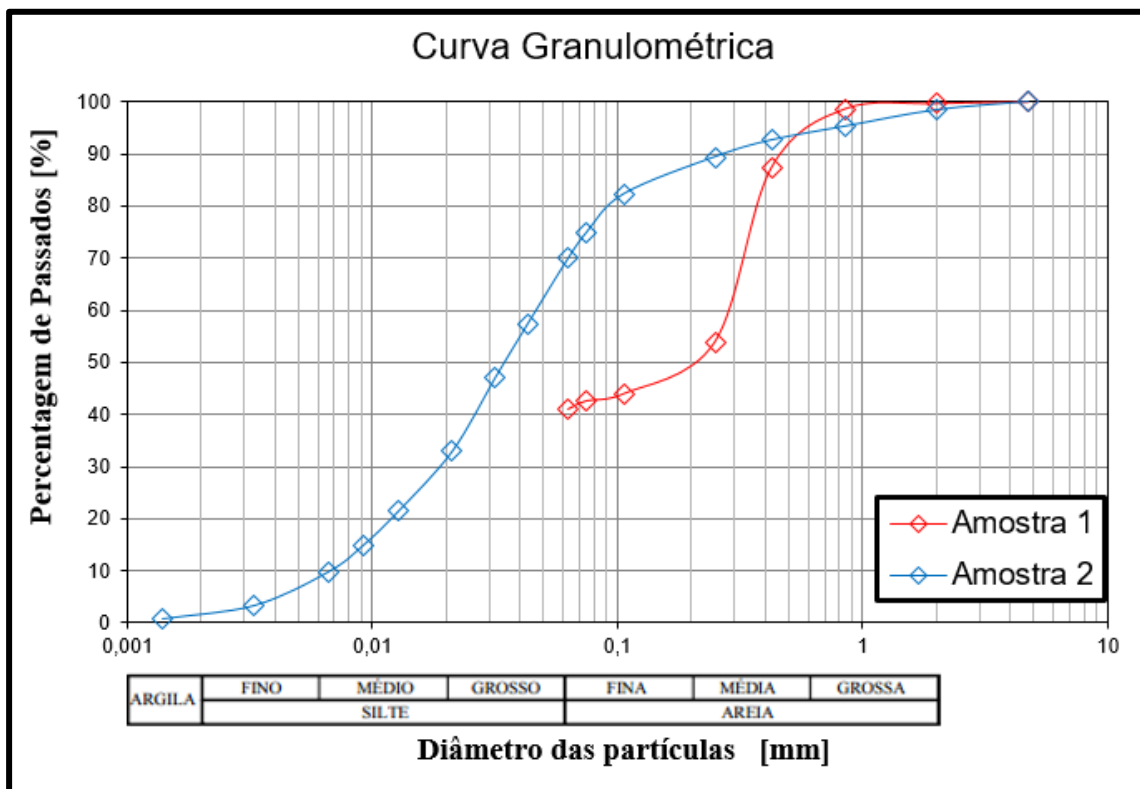
Tabela 4.5 - Resumo dos parâmetros físicos naturais dos solos estudados.

	$\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	$\gamma_d$ [ $kN/m^3$ ]	$e_N$ [-]	S [%]	$\omega_N$ [%]
Amostra 1	16,6	11,1	1,26	99,3	50,3
Amostra 2	15,4	9,8	1,59	92,3	58,4

#### 4.6.2. Ensaios de Identificação

##### a) Análise Granulométrica

Os resultados das análises granulométricas apresentam-se na Figura 4.11, sendo de salientar desde logo que a amostra 1 é essencialmente arenosa, enquanto a amostra 2 é essencialmente um solo fino.



Amostra 1:  $D_{50} = 0,2\text{mm}$ ;  $P_{\text{finos}} = 41\%$  -- Amostra 2:  $D_{50} = 0,035\text{mm}$ ;  $P_{\text{finos}} = 70,5\%$

Figura 4.11 - Resultados das análises granulométricas das amostras estudadas.

Com base nos resultados obtidos da curva granulométrica, aplicou-se ao triângulo de Feret para obter os nomes a atribuir ao solo das amostras. Conclui-se que o solo da amostra 1 é uma areia siltosa (admitiu-se desde logo que os finos desta amostra não eram argilosos), enquanto que o solo da amostra 2 é um silte arenoso.

##### b) Limites de Consistência

Os limites de consistência demonstraram que ambos os solos eram muito pouco plásticos. O solo da amostra 2 apresenta um índice de plasticidade muito próximo de zero. Por

sua vez, o solo da amostra 1 apresenta um índice de plasticidade de cerca de 4 %. Na Tabela 4.6 é apresentado um resumo dos resultados dos ensaios realizados.

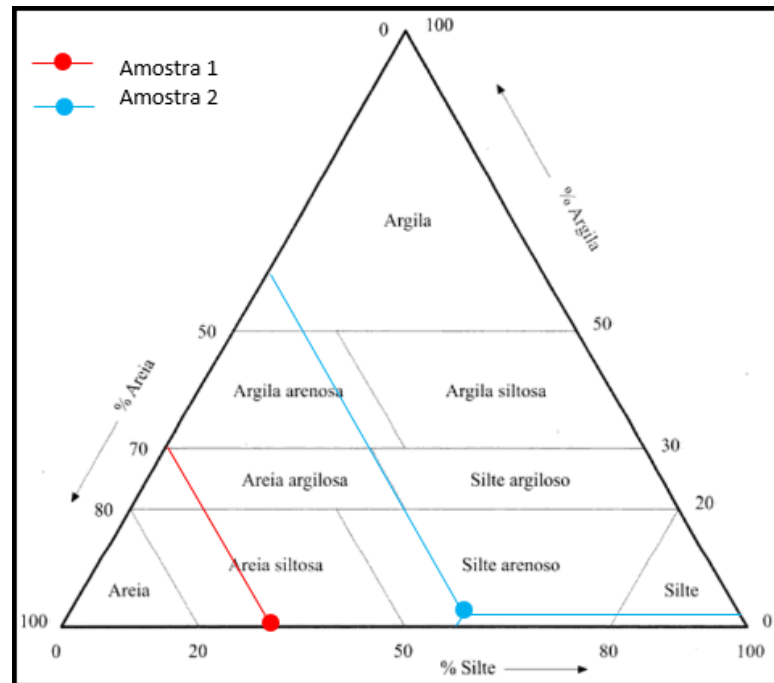


Figura 4.12 - Classificação do solo das amostras estudadas com base no triângulo de Feret.

Tabela 4.6 - Limite de Liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade dos solos estudados.

	Amostra 1	Amostra 2
$\omega_L$ [%]	27,3	46,9
$\omega_P$ [%]	23,5	46,6
$I_P$ [%]	3,8	0,3

a) Densidade das Partículas

As densidades das partículas do solo das duas amostras apresentam-se semelhantes, resultando num valor próximo dos 2,50, como se pode observar na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 - Densidade das partículas sólidas.

	Amostra 1	Amostra 2
$G_s$ [-]	2,51	2,52

### 4.6.3. Classificação dos Solos

A classificação do solo das amostras é apresentada na Tabela 4.8. As tabelas que serviram de base à classificação podem ser consultadas no Anexo I.

Tabela 4.8 - Classificação dos solos de acordo com a classificação unificada da ASTM D2487-06 e sistema de classificação ASSHTO.

	ASTM D2487-06	ASSHTO
Amostra 1	SM, areia siltosa com finos orgânicos	A – 4
Amostra2	OL, silte arenoso orgânico	A – 5

### 4.6.4. Ensaios de compressibilidade

Como anteriormente referido, no capítulo da metodologia, foram realizados ensaios edométricos de incremento de carga e ensaios edométricos em tensão efetiva constante. De seguida apresentam-se os resultados obtidos e algumas considerações que foram tomadas.

#### 4.6.4.1. Consolidação primária

Para esta fase foram ensaiados quatro provetes, sendo que três deles correspondem à amostra 1 e outro corresponde à amostra 2. Na Tabela 4.9 são apresentados os valores dos parâmetros físicos naturais de cada provete.

Tabela 4.9 - Resumo dos parâmetros físicos naturais dos provetes ensaiados.

Parâmetro	Amostra 1			Amostra 2
	Proвете 1	Proвете 3	Proвете 4	Proвете 2
$\gamma_N [kN/m^3]$	16,4	16,7	16,8	14,7
$\gamma_{dN} [kN/m^3]$	10,8	11,1	11,3	8,9
$e_0 [-]$	1,33	1,26	1,23	1,81
$\omega_N [\%]$	52,3	50,0	48,7	64,5
S [%]	98,5	99,6	99,7	89,5



Na Figura 4.13 está representado um gráfico tipo de *deslocamento vertical versus raiz do tempo* do provete 1, correspondente à amostra 1. Devido ao grande volume de gráficos por provete, cerca de sete gráficos por provete, estes poderão ser consultados no Anexo II.

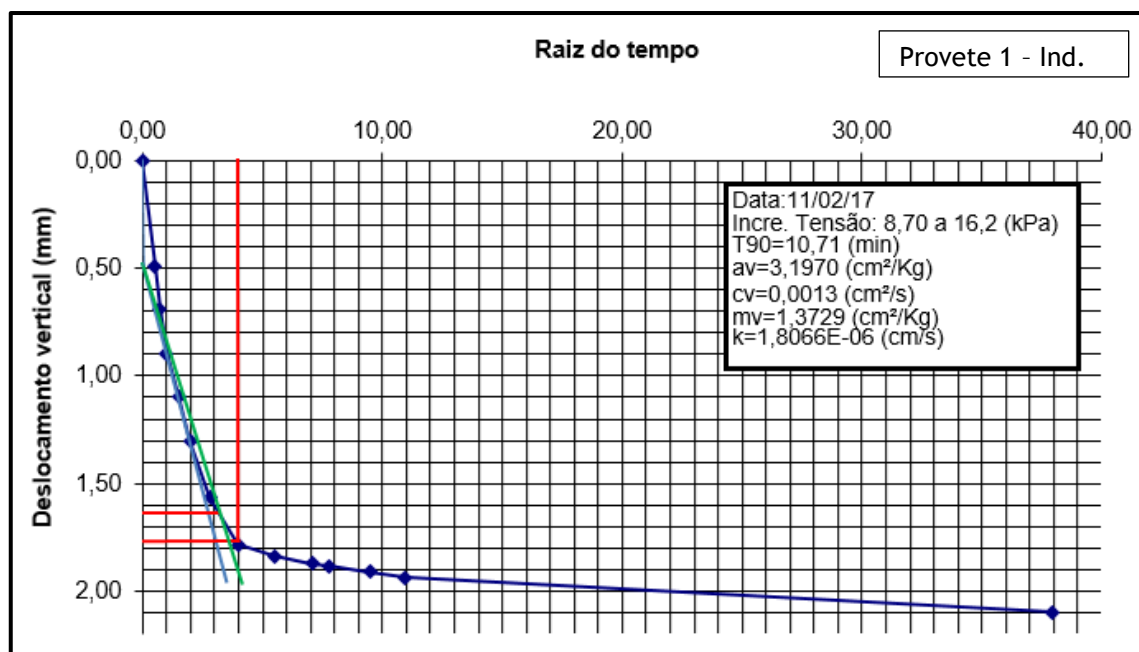


Figura 4.13 - Gráfico-tipo do *deslocamento vertical versus raiz do tempo* das amostras estudadas.

Através, da construção das curvas do tipo das da Figura 4.13 obtém-se o valor de  $t_{90}$  e consequentemente os parâmetros de compressibilidade correspondentes, tais como o  $a_v$ ,  $c_v$ ,  $m_v$  e  $k$ , para cada incremento de carga.

Nas Figuras 4.14 a 4.17 são apresentados os resultados obtidos nos três provetes da amostra 1 e do provete da amostra 2, respetivamente, assim como os gráficos que relacionam o índice de vazios com o logaritmo das tensões.

Salienta-se desde já, como se referiu no item 3.4.3. que foi necessário ensaiar os provetes 3 e 4 relativos à amostra 1, devido à placa de carga ter inclinado durante o ensaio no provete 1, suscitando dúvidas se os resultados fornecidos pelo ensaio eram fidedignos. Na Figura 4.18 apresenta-se o registo fotográfico da situação descrita.

Com o conjunto “pedra porosa superior e placa de carga inclinada”, é natural que estas não se movam corretamente no interior do anel, causando atrito entre a pedra porosa e a parte interior do anel de corte. A resistência criada pelo atrito entre os dois componentes conduziu à partida a resultados não adequados. Finalizados os ensaios, retiraram-se os provetes e

comprovou-se que os provetes da amostra 1- Salinas sofreram deformações diferenciais, enquanto que o provete 2, relativo à amostra 2, se apresentou sem nenhuma irregularidade (Figura 4.19).

Assim, perante os problemas ocorridos referem-se de seguida alguns detalhes nos procedimentos de tratamento de dados em termos de interpretação dos resultados.

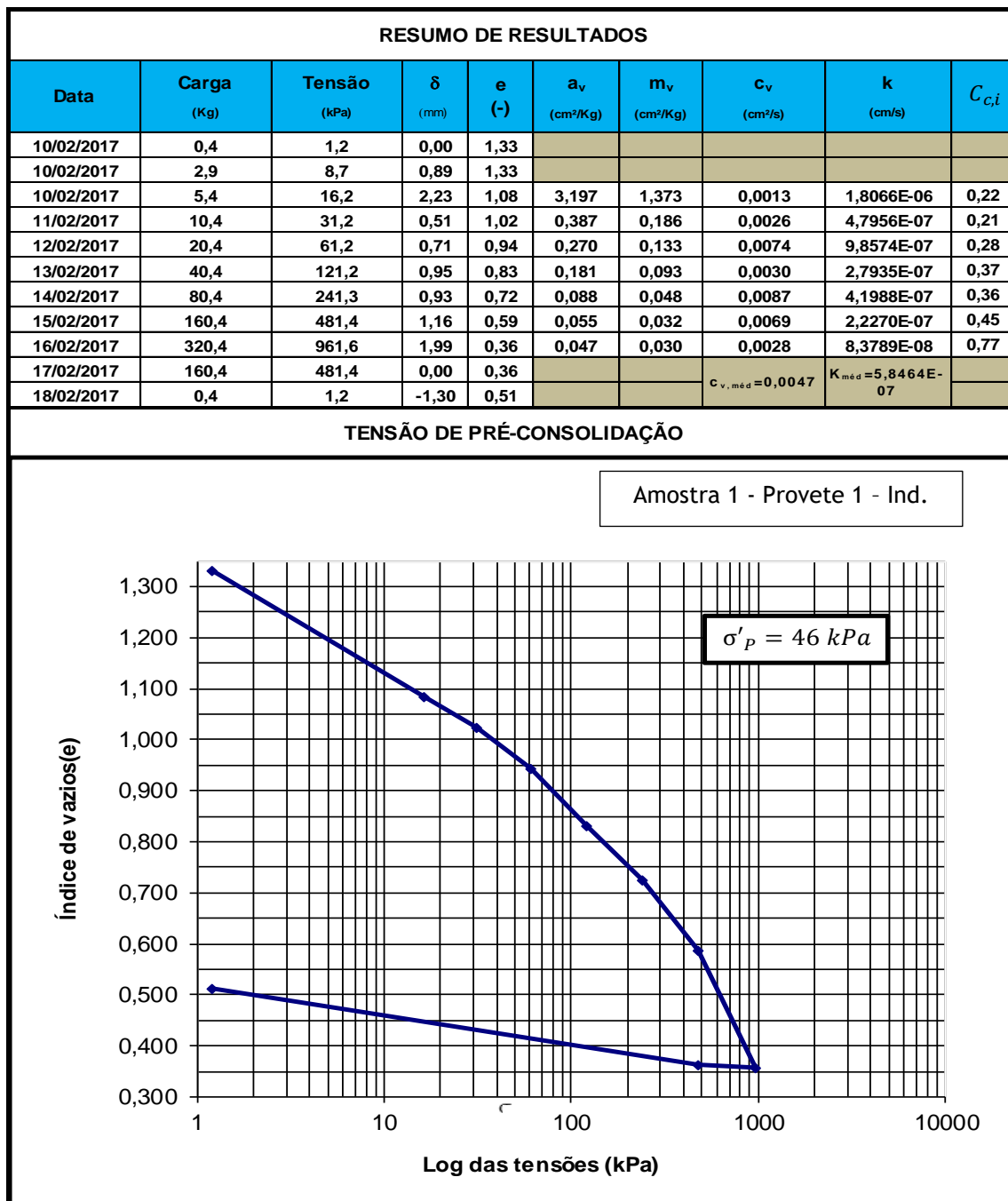


Figura 4.14 - Síntese de resultados e respetivo gráfico *índice de vazios versus log das tensões*, do provete 1.

No caso do provete 1, como se pode observar no gráfico, no último patamar de tensão, a curva apresenta-se muitíssimo inclinada, o que pode ter acontecido devido a alguma cedência brusca aquando da aplicação da carga. Decidiu-se desconsiderar os resultados do mesmo, nomeadamente os que resultariam daí e que levariam a um índice de compressão não comum nestes solos e uma consequente tensão de pré-consolidação pouco lógica. Portanto, foi por isso que se realizou o novo provete da mesma amostra (proвете 3).

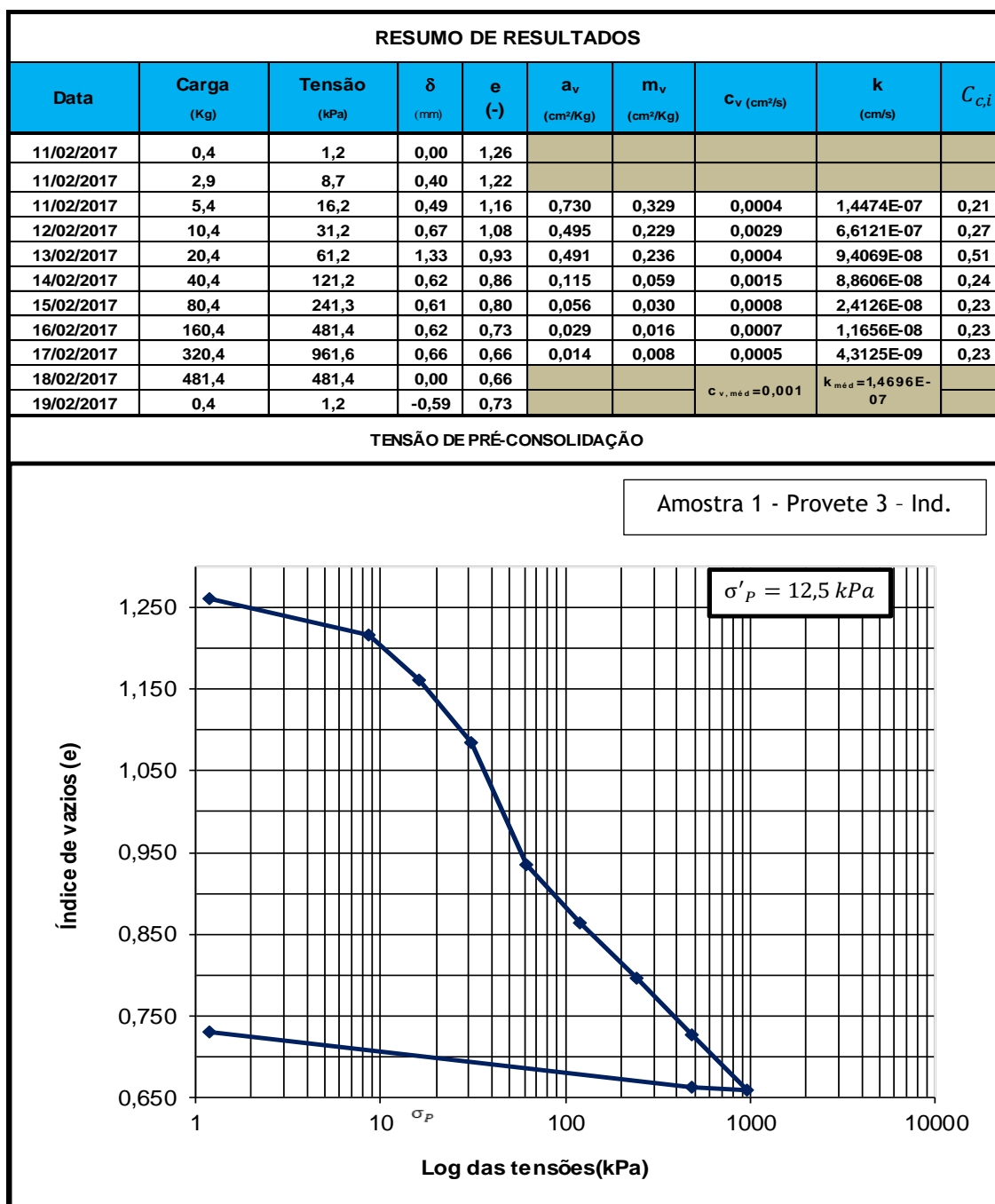


Figura 4.15 - Síntese de resultados e respetivo gráfico *índice de vazios versus log das tensões*, do provete 3.

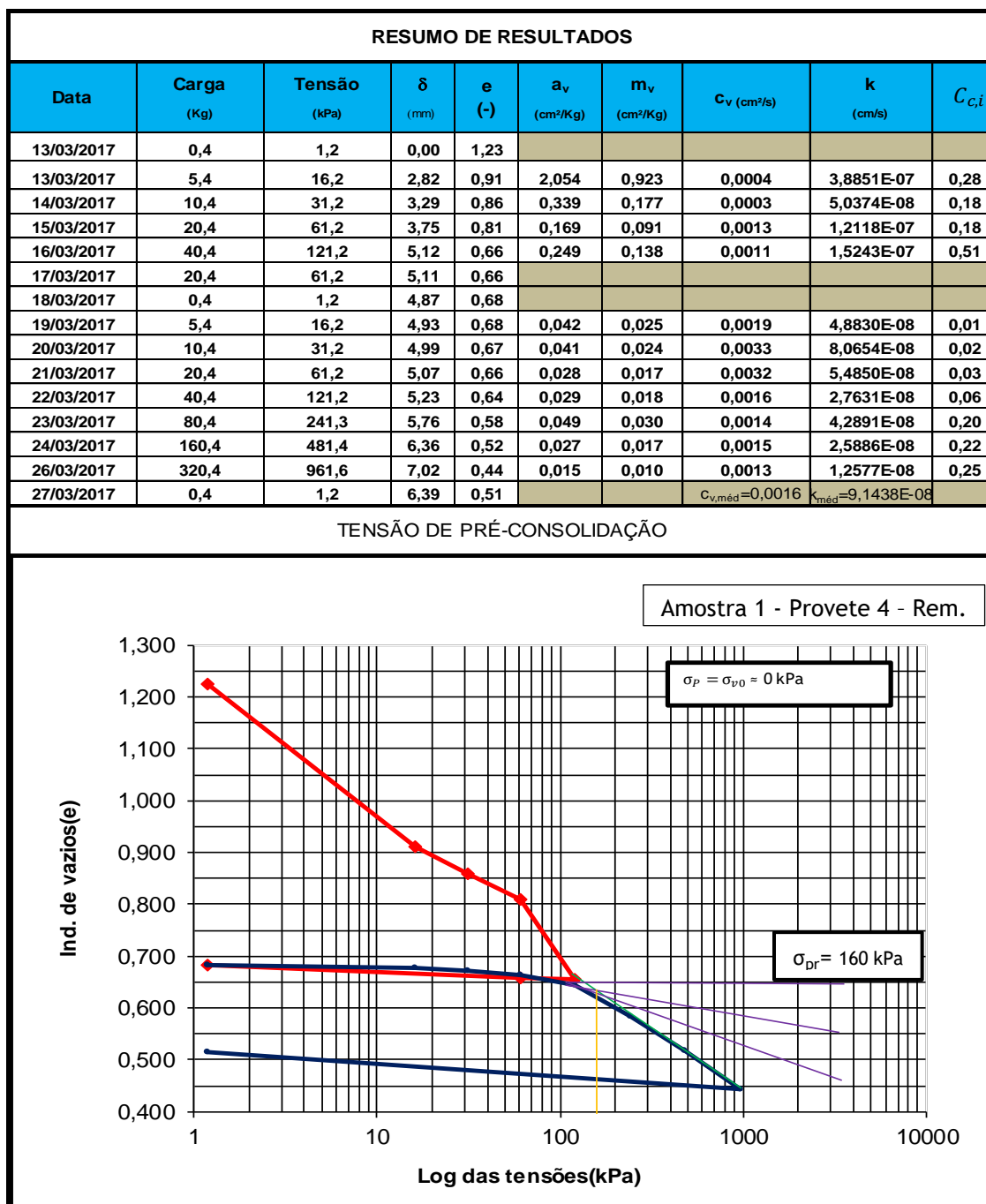


Figura 4.16 - Síntese de resultados e respetivo gráfico *índice de vazios versus log das tensões*, do provete 4.

No caso do provete 4 (remoldado), como indicado na metodologia, fez-se um patamar de descarga e recarga. A tensão de pré-consolidação obtida foi de zero, como seria de esperar, pois a amostra foi completamente remexida e moldada no anel. De forma didática, avaliou-se a tensão de pré-consolidação para o patamar de recarga, afim de confirmar se correspondia à máxima tensão que o provete já tinha experimentado. A tensão de pré-consolidação que resultou ( $\sigma_{pr}$ ) foi de cerca de 160 kPa, sendo ligeiramente superior à tensão máxima de anterior carga (121,3 kPa), o que a ser sempre assim, este método de Casagrande leva a situações de  $\sigma_p$  superiores à realidade.

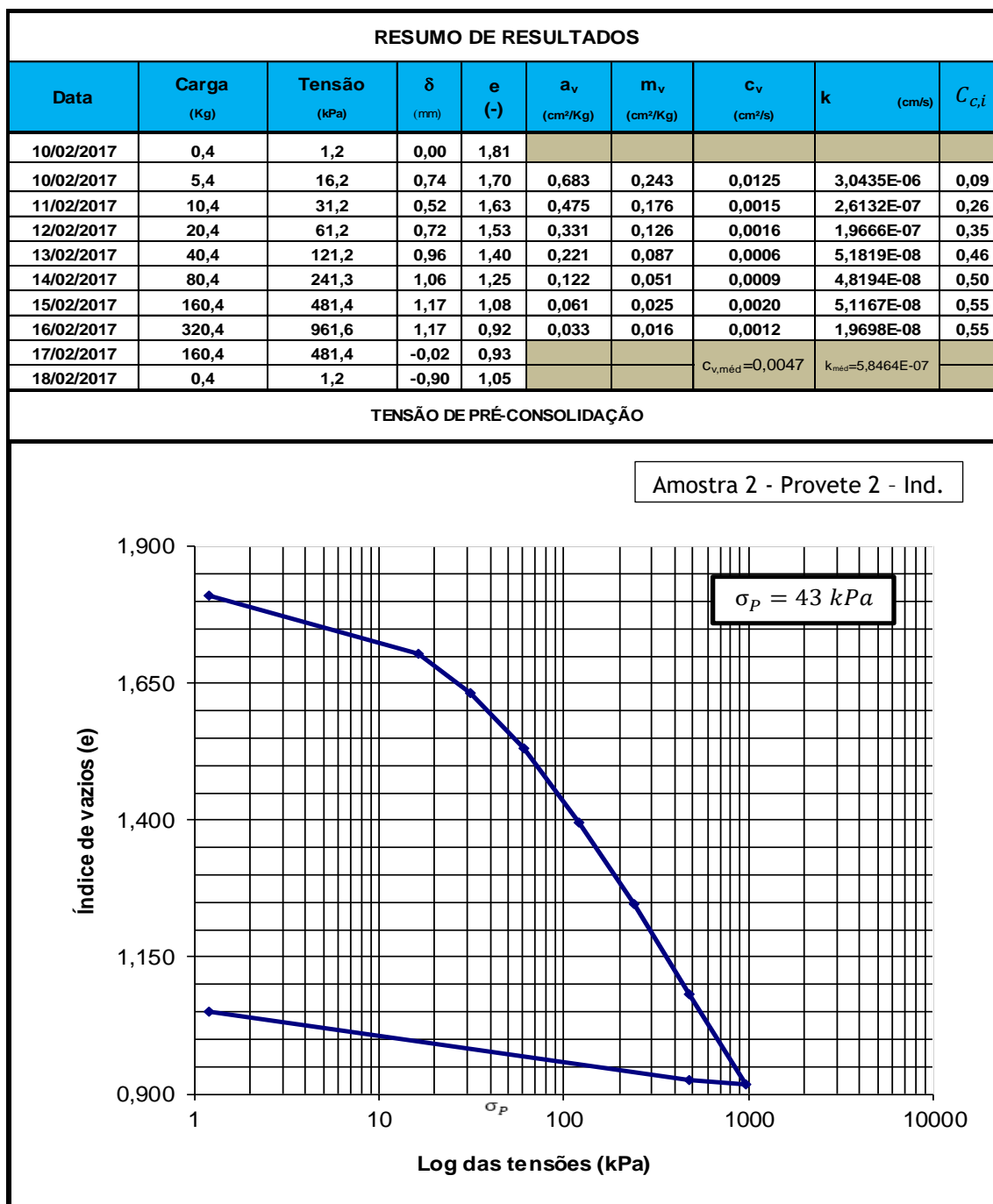


Figura 4.17 - Síntese de resultados e respetivo gráfico *índice de vazios versus log das tensões*, do provete 2.

Contrariamente às curvas dos provetes da amostra 1, a curva deste provete não apresenta qualquer irregularidade no seu desenvolvimento, tendo sido facilmente avaliada a tensão de pré-consolidação, pois a mesma apresenta um troço bem definido do ramo de compressão virgem.



Figura 4.18 - Registo fotográfico da situação em que a placa de carga se encontra inclinada, no provete 1.

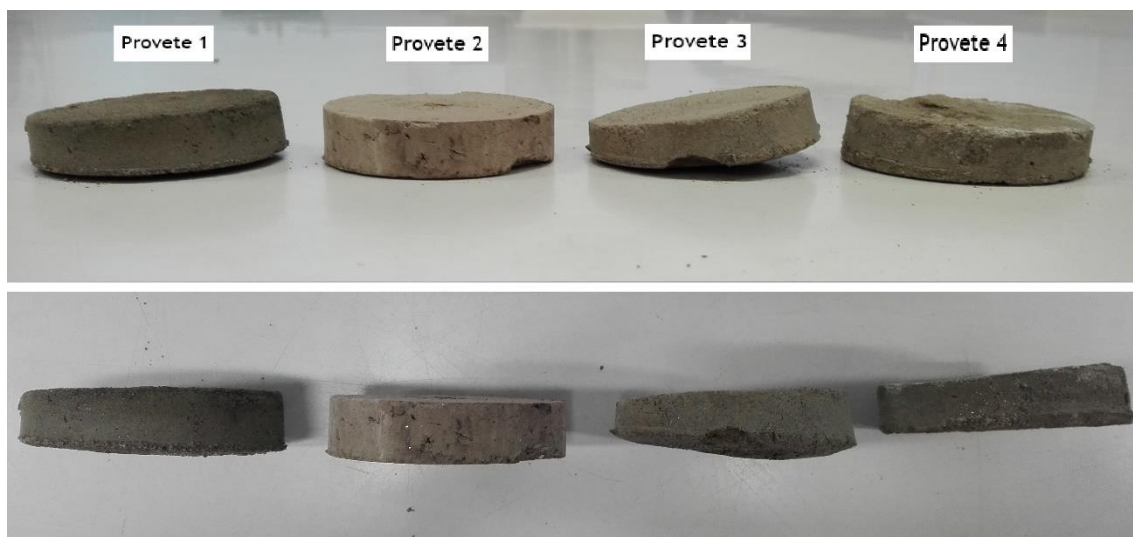


Figura 4.19 - Registo fotográfico dos provetes 1, 2, 3 e 4, após o ensaio.

Ambas as amostras consideradas indeformadas representam solos sobreconsolidados. No entanto, os solos recolhidos tratam-se de solos em formação, bacias de sedimentação recentes, o que sugere alguma incoerência. Todavia, estudos comprovam que alguns solos normalmente consolidados, por estarem à superfície, apresentam comportamento de solos sobreconsolidados, devido ao nível freático variar e haver épocas do ano em que se encontram secos e outras saturados.

A coesão dos solos e o grau de consolidação aumenta com a profundidade mas, como apresentado na Figura 4.20, à superfície encontram-se muitos lodos com uma coesão não drenada, igual ou superior aqueles que estão a 5 metros de profundidade.

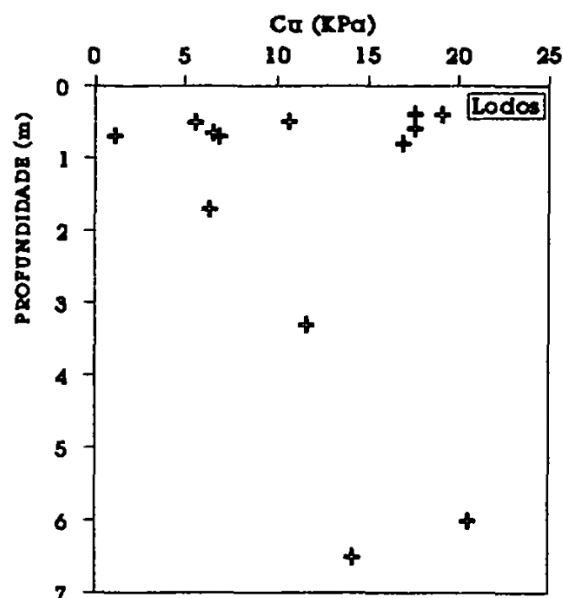


Figura 4.20 - Resistência ao corte não drenada ( $C_u$ ) a partir de ensaios de compressão uniaxial em amostras indeformadas, recolhidas a diferentes profundidades, de lodos da unidade geotécnica "CAL" (Ferreira Gomes, 1992).

Portanto, a tensão de pré-consolidação apresentada, pode-se designar como tensão de pré-consolidação virtual dos solos, não correspondendo à máxima tensão devido ao peso das terras experimentada pelos solos.

O índice de compressão,  $C_c$ , foi obtido no ramo virgem da curva *índice de vazios versus log da tensão efetiva* e após construir a correção de Schmertmann para as amostras indeformadas, como se apresenta na Figura 4.21. Na Tabela 4.10 é apresentado um resumo dos principais resultados obtidos.

Tabela 4.10 - Resumo dos resultados do índice de compressão, índice de expansão e ainda da tensão de pré-consolidação dos principais provetes estudados (amostras indeformadas).

Parâmetro	Amostra 1 - Salinas	Amostra 2 - Cacia
	Provete 3	Provete 2
$\sigma'_p$ [kPa]	12,5	43
$C_c$	0,3	0,61
$C_s$	0,03	0,05

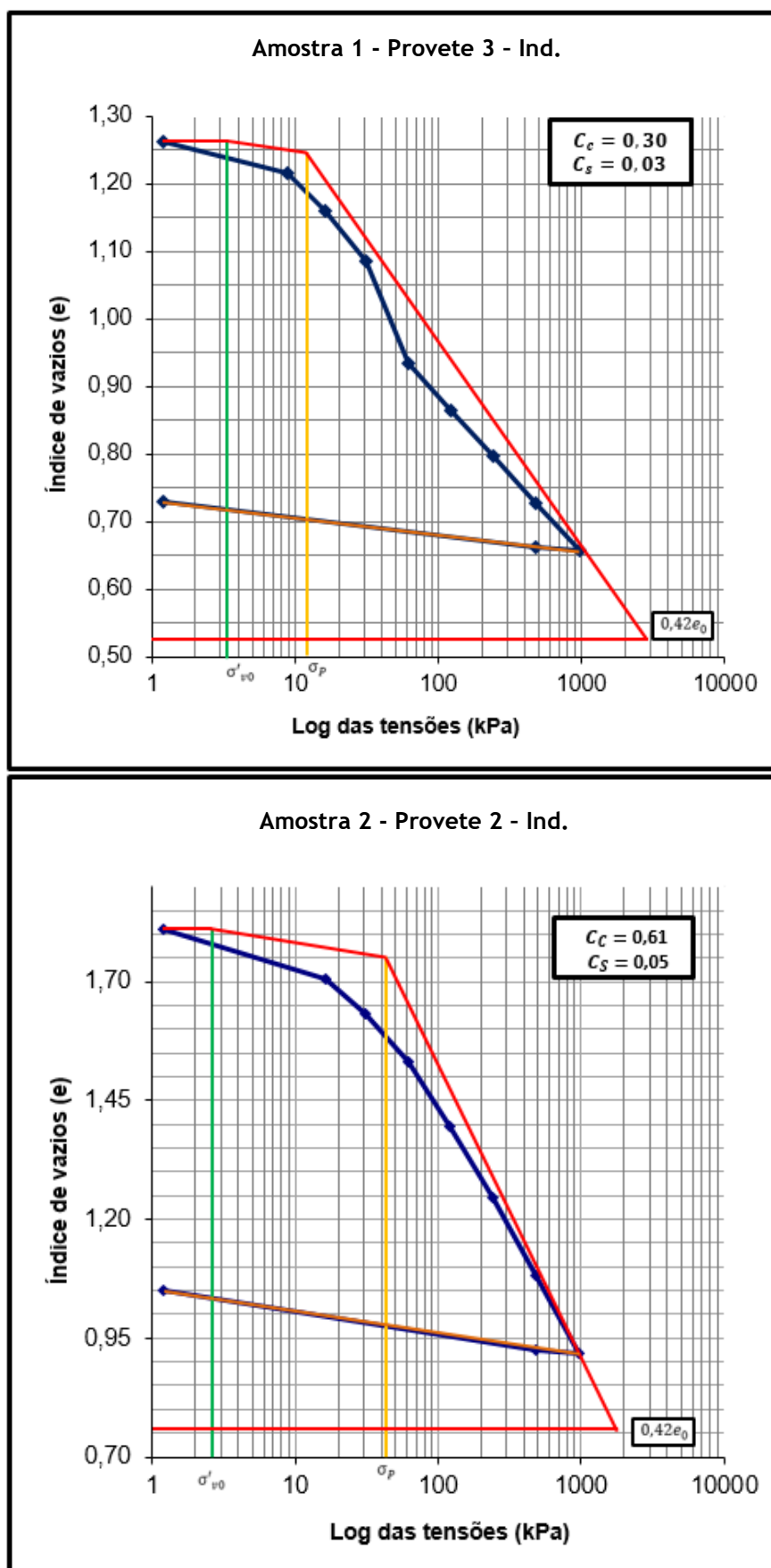


Figura 4.21 - Correção de Schmertmann nos gráficos *índice de vazios versus log das tensões*, para avaliação do índice de compressão,  $C_c$ , dos provetes indeformados estudados.



#### 4.6.4.2. Consolidação secundária

A consolidação secundária analisou-se, numa primeira fase, nos vários ensaios edométricos clássicos, anteriormente apresentados, com base nos registos detalhados de deformações na fase de tensão efetiva constante. Numa segunda fase, a consolidação secundária foi analisada com base nos resultados do ensaio edométrico - creep, em três provetes da amostra 2, de acordo com a metodologia apresentada no item 3.4.3.

##### i) Edométricos Clássicos

Nas Figuras 4.22 a 4.25 são apresentadas as construções gráficas resultantes da fase de consolidação secundária para os vários patamares de tensões, dos vários provetes ensaiados.

Desde já se salienta que apesar de ter havido algumas dificuldades na interpretação dos resultados no provete 1, no âmbito da consolidação primária, aqui não se verificaram, como se pode ver pela “perfeição” das curvas obtidas (Figura 4.22). Também é digno de registar que no caso da amostra 1, em que se ensaiou um provete remexido e devidamente moldado (provete 4) os resultados obtidos e respetivas curvas são muito convergentes com os obtidos para a situação de amostra indeformada (provete 3). Por fim, é de enfatizar também que o valor de  $C_\alpha$  é independente da tensão vertical efetiva a que o provete esteve sujeito, pois como se pode observar nos vários gráficos, nos vários provetes, as curvas obtidas em cada provete, são relativamente paralelas entre si, ou seja, independentemente da tensão vertical efetiva, apresentam o mesmo  $C_\alpha$ .

Assim, considerando para cada provete o valor de  $C_\alpha$  como a média de todos os valores obtidos para esse provete, os resultados finais apresentam-se na Tabela 4.11.

É de referir que aqueles resultados são muito convergentes entre si, pois são todos muito próximos, apesar da amostra 2 ser ligeiramente mais compressível que a amostra 1.

Tabela 4.11 - Resultados do coeficiente de consolidação secundária obtidos a partir dos ensaios edométricos clássicos para as amostras de solos da Ria de Aveiro.

Parâmetros	Amostra 1			Amostra 2
	Provete 1	Provete 3	Provete 4	Provete 2
$C_{\alpha} \times 10^{-3}$	6	4	5	8
	5			

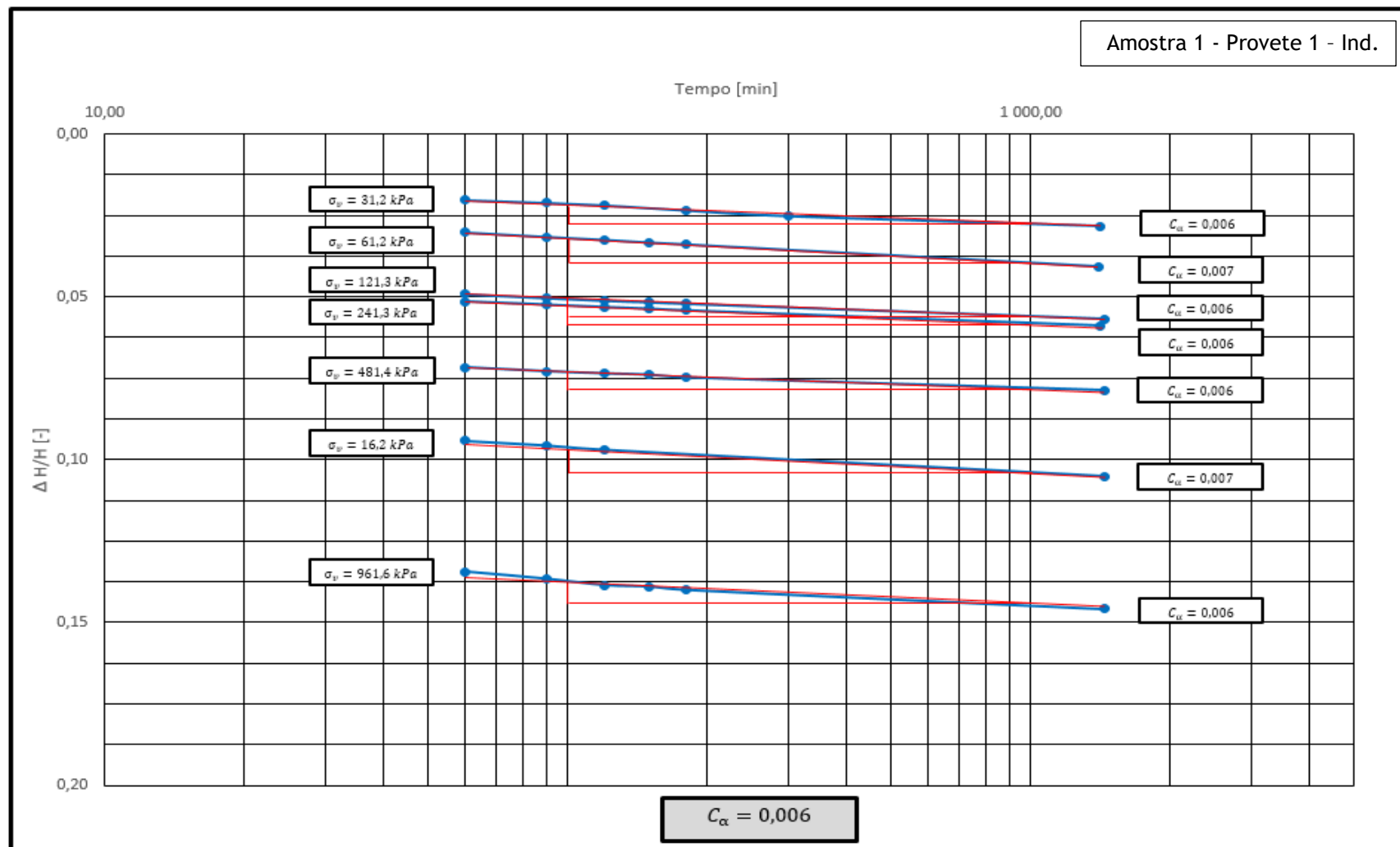


Figura 4.22 - Gráfico dos deslocamentos versus log do tempo com construção gráfica para a obtenção do coeficiente de consolidação secundária do provete 1.

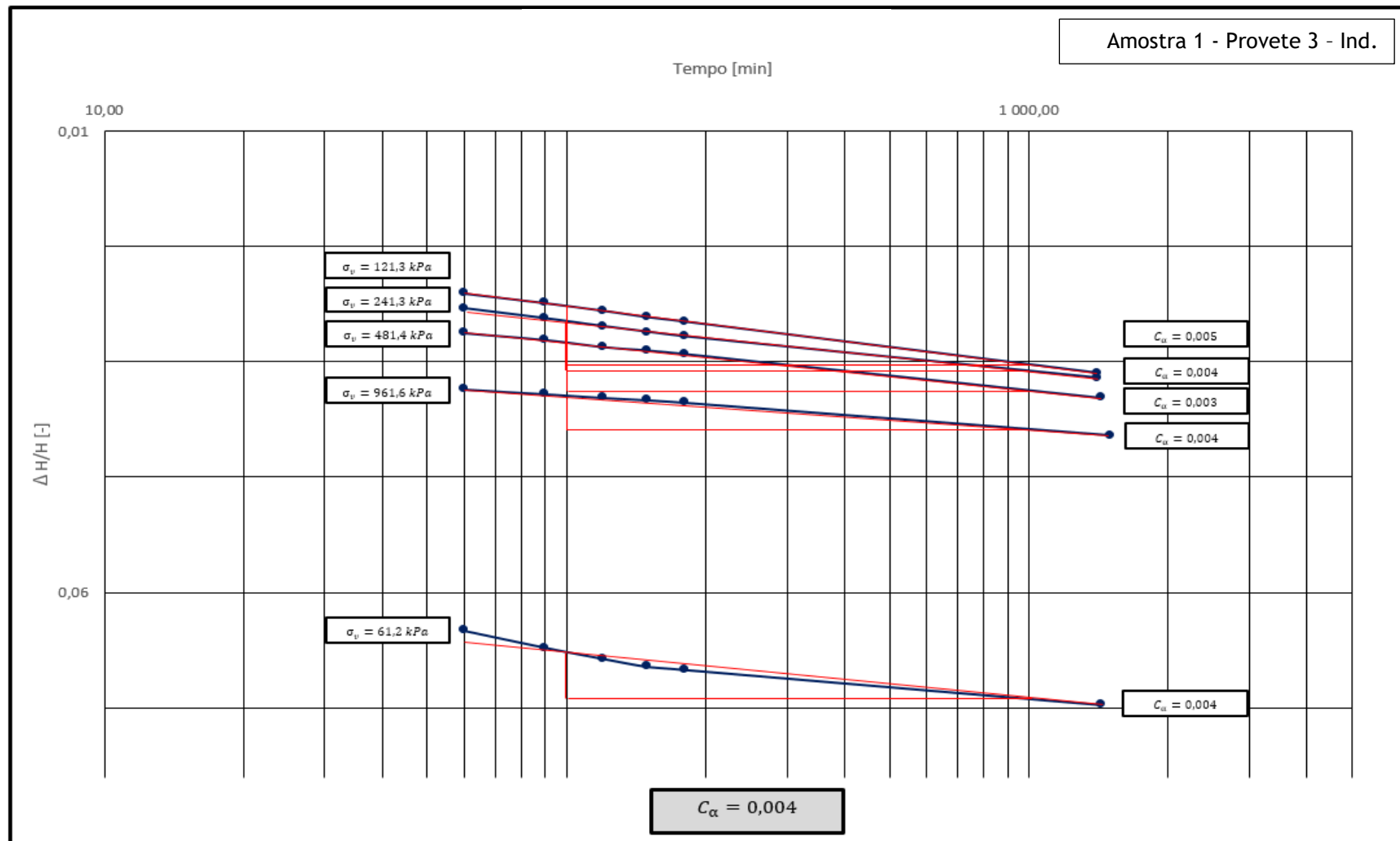


Figura 4.23 - Gráfico dos *deslocamentos versus log do tempo* com construção gráfica para a obtenção do coeficiente de consolidação secundária do provete 3.

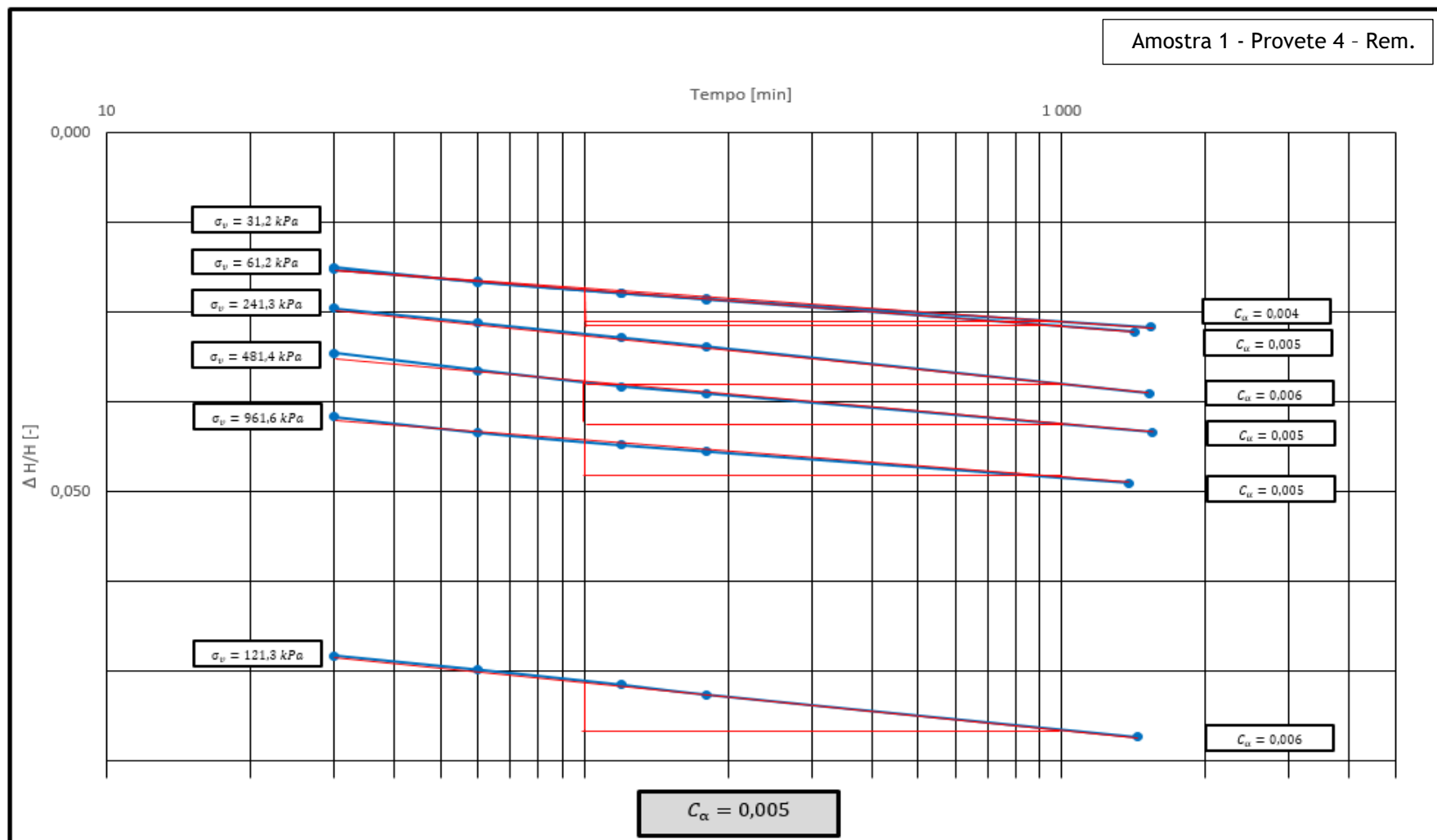


Figura 4.24 - Gráfico dos deslocamentos versus log do tempo com construção gráfica para a obtenção do coeficiente de consolidação secundária do provete 4.

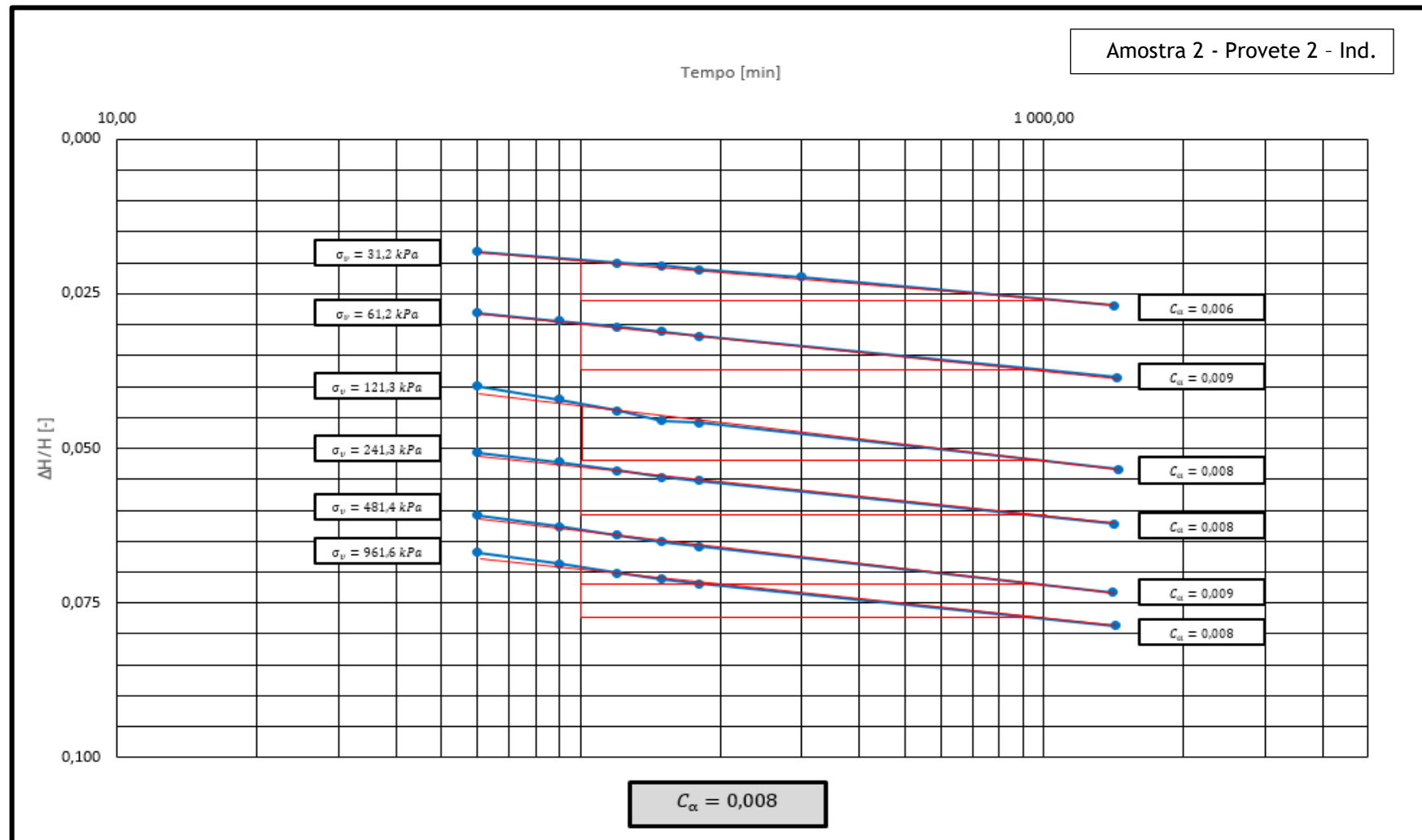


Figura 4.25 - Gráfico dos deslocamentos versus log do tempo com construção gráfica para a obtenção do coeficiente de consolidação secundária do provete 2.

ii) Edométrico - creep

Na Figura 4.26 está representado um gráfico *deslocamentos versus log do tempo*, onde se pode observar a evolução dos assentamentos sob tensão efetiva constante ao longo de cinco meses de ensaio nos três provetes da amostra 2: provetes 5 e 6 indeformados, provete 7 remexido e remoldado.

A teoria clássica da consolidação secundária refere que os assentamentos secundários evoluem a uma taxa constante em escala de tempo logarítmico, como inclusive orientou a globalidade de resultados apresentados anteriormente para períodos inferiores a 24 horas (Figura 4.22 a 4.25). Graficamente, contudo, nos ensaios de longo prazo (Figura 4.26), a linha de consolidação secundária de cada provete, a certa altura aumenta de declive nos três provetes e sensivelmente ao mesmo tempo. Situação relativamente similar já foi encontrada por (Martins, 1997 e por Andrade, 2009, in Alexandre & Martins, 2014) como se apresentou na Figura 2.36.

O facto do aumento de declive se verificar nos três provetes, prova que existiu um fator externo que perturbou os mesmos, influenciando assim, o processo de consolidação secundária. Sabendo que o edómetro esteve isolado, qualquer embate accidental que tenha provocado a quebra nos três provetes, é desde já descartado. Deste modo, tudo aponta que a causa tenha sido as variações de temperatura, ou seja, a quebra culmina sensivelmente com o aumento de temperatura ambiente na Covilhã, onde os ensaios foram realizados. Na Figura 4.28 apresenta-se um gráfico com a evolução da temperatura e da precipitação ao longo dos meses do ano na zona da Covilhã, sendo de destacar a evolução da temperatura.

A evolução da temperatura entre maio e julho corrobora a teoria acima proposta, apresentando nesses meses o declive mais acentuado ao longo de um ano.

Assim, considerando os vários troços das curvas, a construção gráfica para a avaliação do coeficiente de consolidação secundária apresenta-se na Figura 4.27. Foram considerados dois troços de cada curva: o troço imediatamente após o final da consolidação primária até ao início do troço de maior declive, obtendo um coeficiente de consolidação secundária,  $C_{\alpha,1}$ ; e um segundo troço, coincidindo com o troço de maior declive, obtendo um segundo coeficiente de consolidação secundária,  $C_{\alpha,2}$ .

Devido à ausência de mais tempo para a monitorização dos assentamentos nos provetes, as leituras foram cessadas ao final de cinco meses de consolidação, no entanto, encontra-se representado na Figura 4.27, a tracejado azul, a linha de tendência mais provável que as curvas deveriam seguir.

Na Tabela 4.12 são apresentados os resultados obtidos para o coeficiente de consolidação secundária, nos troços acima explicados.

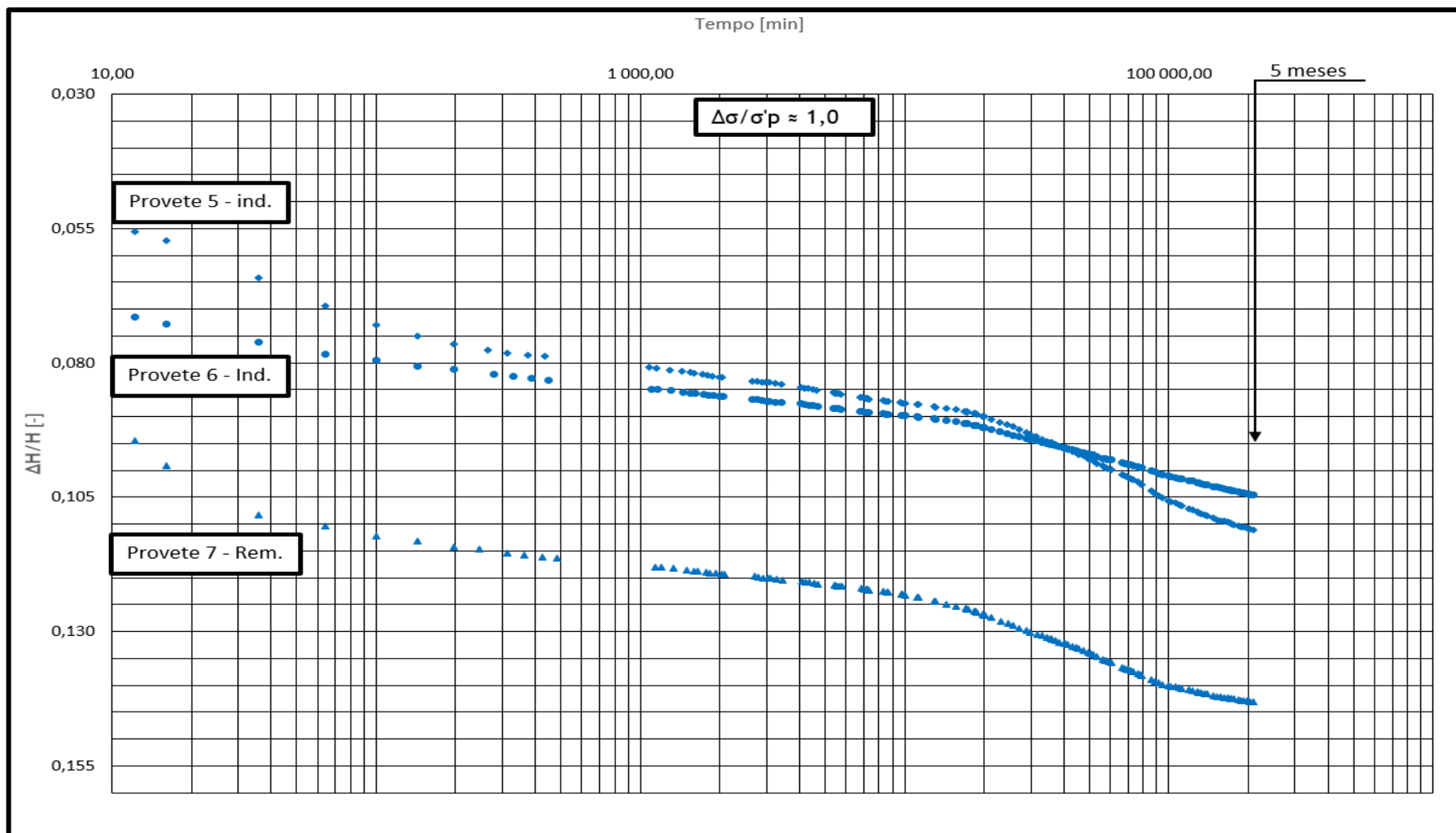


Figura 4.26 - Gráfico dos deslocamentos versus log do tempo do ensaio edométrico - creep num solo lodoso da Ria de Aveiro em amostras indeformadas (provete 5 e 6) e uma amostra remoldada (provete 7).

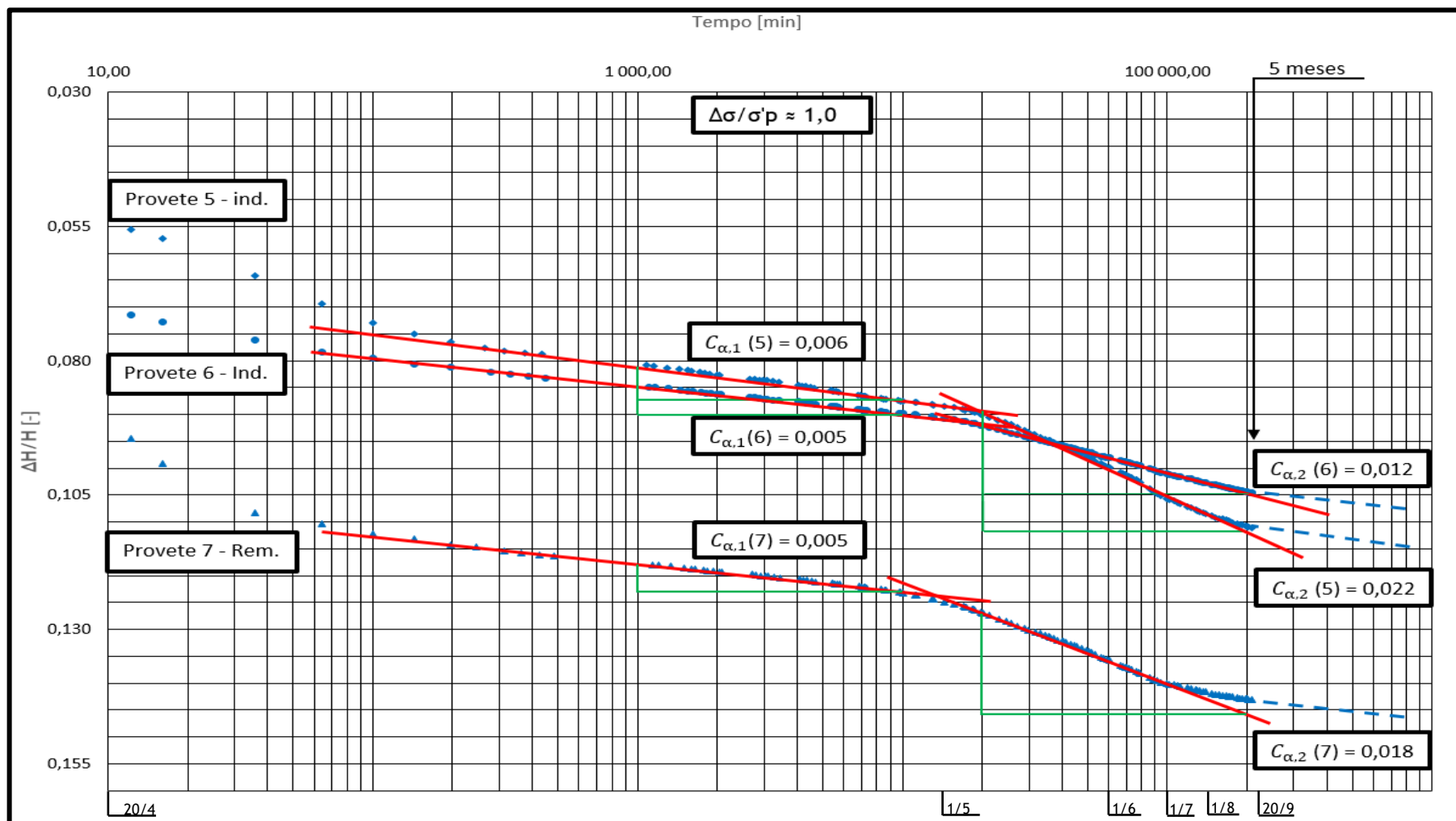


Figura 4.27 - Construção gráfica para obtenção do coeficiente de consolidação secundária, ensaio edométrico - creep num solo lodoso da Ria de Aveiro em amostras indeformadas (provetes 5 e 6) e uma remoldada (provetes 7).



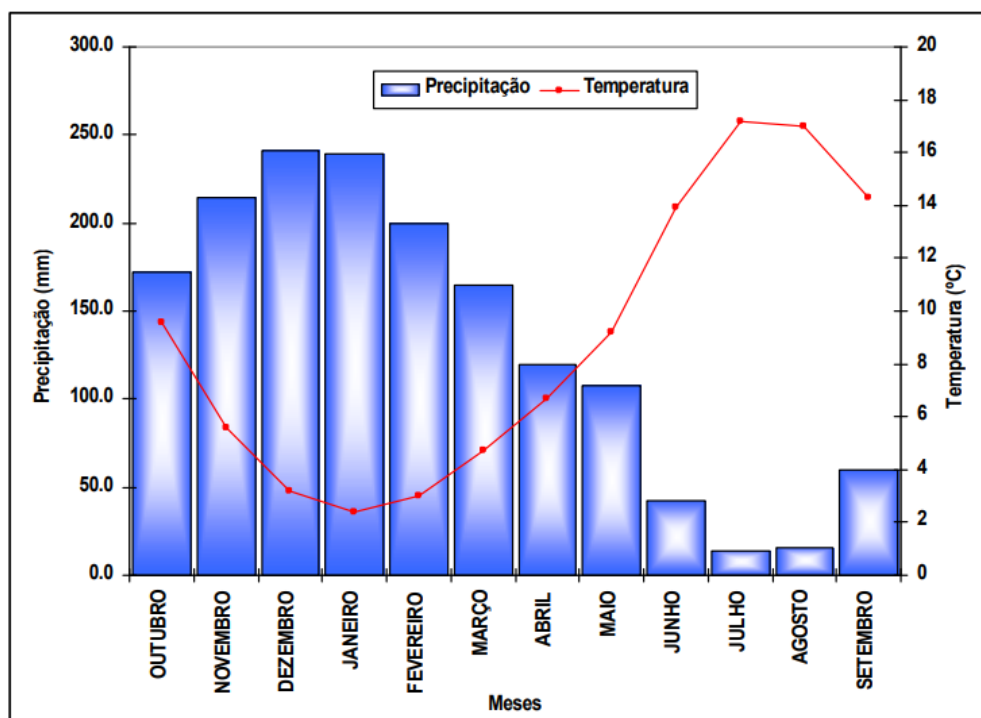


Figura 4.28 - Diagrama termo-pluviométrico para a zona da Covilhã (Mendes, 2006).

Tabela 4.12 - Resultados do coeficiente de consolidação secundária obtidos a partir dos ensaios edométricos - creep.

Parâmetro	Amostra 2 - Salinas		
	Proвете 5 - Ind.	Proвете 6 - Ind.	Proвете 7 - Rem.
$C_{\alpha,1} \times 10^{-3}$	6	5	5
	5		
$C_{\alpha,2} \times 10^{-3}$	22	12	18
	17		

Os boletins do ensaio edométrico - creep dos três provetes da amostra 2 podem ser consultados no Anexo III.

Enfatiza-se que os valores de  $C_{\alpha,1}$  são obtidos em situações equivalentes aos valores apresentados no item anterior como  $C_{\alpha}$ .

## 4.7. Comparação de Resultados com os da Literatura

Com o objetivo de enquadrar os resultados do caso de estudo com os resultados obtidos por outros autores, resumiu-se as características de identificação e dos principais parâmetros de compressibilidade dos solos das amostras estudadas (Tabela 4.13).

Tabela 4.13 - Características de identificação e parâmetros de compressibilidade dos solos estudados.

Parâmetro	Amostra 1	Amostra 2
$W_N$ [%]	50,3	58,4
$\gamma_N$ [kN/m <sup>3</sup> ]	16,6	15,4
$\gamma_{dN}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	11,1	9,8
$e_N$ [-]	1,26	1,59
$P_a$ [%]	59	29,5
$w_L$ [%]	27,3	46,9
$IP$ [%]	3,8	0,3
$G_s$	2,51	2,52
Classificação AASHTO	A - 4	A - 5
Classificação Unificada	SM, areia siltosa com finos orgânicos	OL, silte arenoso orgânico
$C_c$	0,3	0,61
$C_a \times 10^{-3}$	4 - 6	8
$C_{a,1} \times 10^{-3}$	-	5 - 6
$C_{a,2} \times 10^{-3}$	-	12 - 22

Como o parâmetro nuclear do trabalho é o coeficiente de consolidação secundária, apenas esse será comparado. Numa primeira fase, comparou-se diretamente os resultados obtidos com os resultados obtidos por Ferreira Gomes e Ladeira (1995), Aguiar (1992) e Bonito (2008), assim como com os valores do coeficiente de consolidação secundária obtidos de algumas equações propostas pelos vários autores, à partida aplicadas a este tipo de solos e incluídas na Tabela 2.5. A Tabela 4.14 apresenta uma compilação dos valores obtidos da forma acima mencionada. Numa segunda fase, e em termos de comparação dos vários valores, usando a classificação proposta por Mesri (1973) (Tabela 2.4), verifica-se que os valores obtidos no presente trabalho correspondem a compressibilidade secundária média (0,004 a 0,008) e estão de acordo com o apresentado por Ferreira Gomes & Ladeira (1995) para o caso dos solos lodosos LA e AL, como inclusive são as amostras aqui estudadas; em relação aos resultados obtidos pelas equações da literatura, os valores não sendo muito diferentes, resultam em alguns casos ligeiramente acima que os obtidos experimentalmente, nomeadamente os obtidos pela equação de Simons (1974).

Tabela 4.14 - Comparação de resultados do coeficiente de consolidação secundária obtido no presente trabalho com o obtido por diferentes autores.

Parâmetro	Ferreira Gomes & Ladeira (1995)				Simons (1974)		Equações (Ferreira Gomes, 1992)						Aguiar (1992)	Bonito (2008)		Presente Trabalho (*)	
					Amostra 1	Amostra 2	Amostra 1			Amostra 2							
	L.S.S	L.C.A.	L.A.	A.L	eq. 1		eq. 9	eq. 10	eq. 11	eq. 9	eq. 10	eq. 11	Esgueira	TIRTIFE	Est. S. Pedro	Amostra 1	Amostra 2
$C_{\alpha} \times 10^{-3}$	0-21	0-13	0-9	0-6	9	11	5	8	7	12	9	12	8-10	2-7	5-17	4-6	5-8

\* O intervalo de valores não tem em consideração o  $C_{\alpha}$  do patamar mais inclinado do ensaio creep.

Por último, de forma a estabelecer uma comparação com alguns resultados obtidos em solos moles de outras partes do globo terrestre, os valores obtidos no presente trabalho colocam-se no gráfico clássico disponível na literatura sobre a relação de  $C_{\alpha}$  com o  $\omega_N$ .

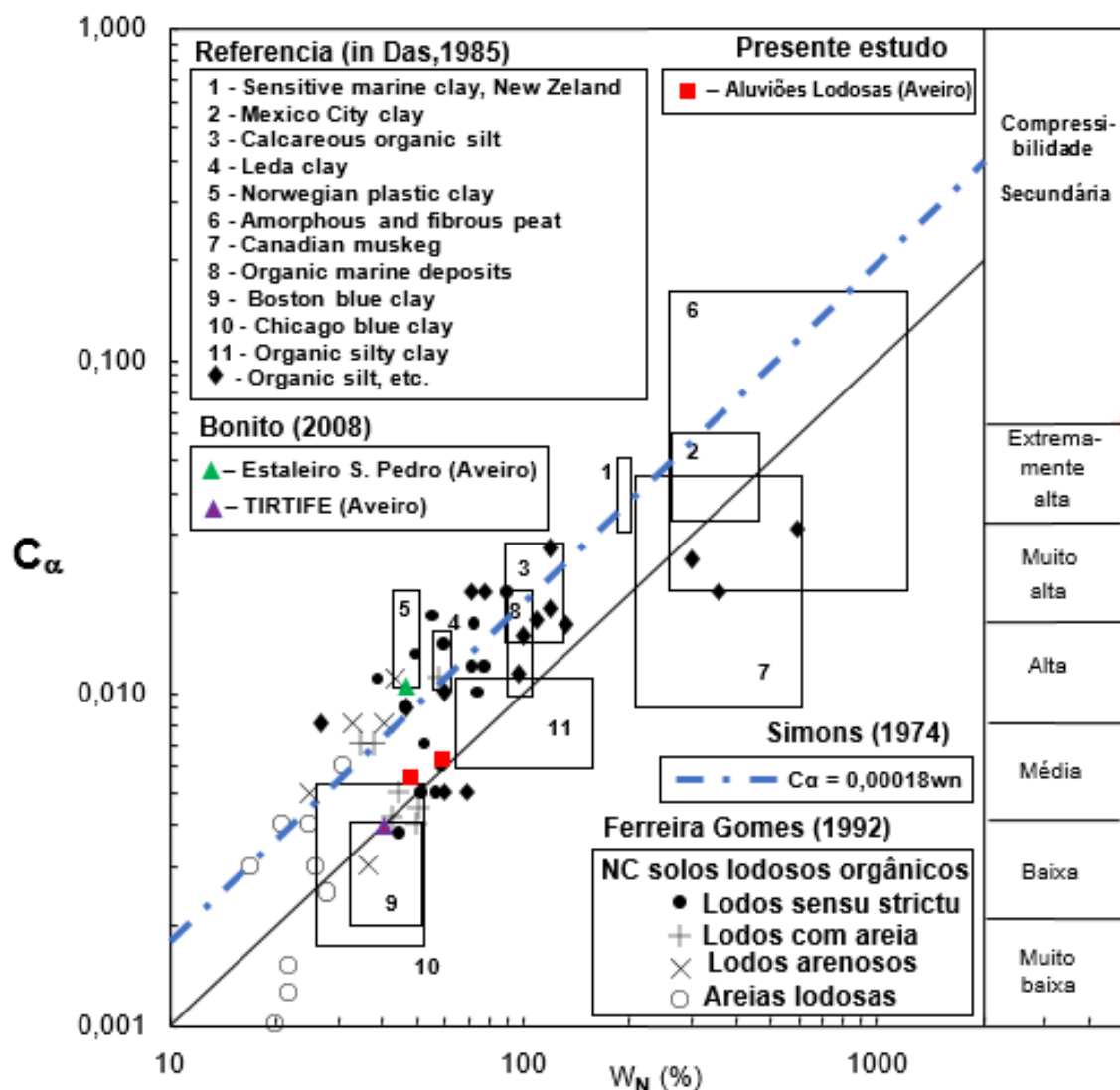


Figura 4.29 - Comparação dos valores de  $C_{\alpha}$  obtidos no presente estudo com os resultados de outros autores (Adaptado de Das, 1985).

Por fim, a particularidade de nos ensaios de longa duração se ter obtido a situação de troços mais inclinados a partir de uma dada altura, é digna de registo, pois a verificar-se na realidade pode ser perigoso para as estruturas fundadas nestes terrenos, se os assentamentos forem estimados apenas considerando os valores de  $C_{\alpha}$  do primeiro troço que são muito menores face ao segundo. Acredita-se que este fenómeno terá a ver com o aumento de temperatura que se verificou de junho a agosto e devido ao provete ser relativamente muito fino. No entanto, acredita-se que na natureza, em profundidade, onde a temperatura dos solos não sofre evoluções de grande significado ao longo do tempo, isso não acontecerá. De todo modo é um fenómeno que se deve investigar com maior profundidade, apesar de exigir estudos ao longo de muitíssimo tempo.

.

# CAPÍTULO 5

## 5. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

A região de Aveiro é muito rica em formações aluvionares lodosas e, apesar de serem solos frequentemente de más características geotécnicas, devido à sua localização, têm sido a base como terreno de fundação de muitas estruturas, desde edifícios, estradas, entre outros. Assim, aqueles terrenos têm sido alvo de estudo por muitos autores, mas em termos de consolidação secundária ainda não se sabe muito sobre os mesmos e daí o presente trabalho, no sentido de ser uma contribuição em especial naquele domínio.

Os solos lodosos da região de Aveiro estudados em duas amostras permitiram concluir que se trata de solos, segundo a classificação Unificada e a classificação ASSHTO, respetivamente, como: amostra 1 - SM, areia siltosa com finos orgânicos, e A-4; amostra 2 - OL, silte arenoso orgânico, e A-5. São, portanto, solos orgânicos com muitos finos pouco plásticos.

A partir dos ensaios edométricos clássicos nas duas amostras, verificou-se que em termos de consolidação primária os ensaios por vezes, decorrem fora da normalidade devido à grande heterogeneidade dos provetes em relação à sua dimensão, levando a que os resultados sejam de difícil interpretação e, por vezes, com situações ilógicas em termos de parâmetros no âmbito da consolidação primária. Refere-se, por exemplo, em concreto que o assentamento dos provetes por vezes não se verificava perfeitamente igual em toda a sua área, devido a inclinações involuntárias da tampa/placa de aplicação de carga no provete. De qualquer modo, é interessante constatar que os resultados em termos de assentamentos secundários não foram influenciados por essas particularidades de modo nítido, sendo os valores do coeficiente de consolidação secundária complementemente aceitáveis.

Assim, em termos de consolidação primária a partir das amostras 1 e 2, indeformadas, obtiveram-se respetivamente os valores de índice de compressão de 0,30 e 0,61, após a correção de Schmertmann, e tensões de pré-consolidação que lhe confere alguma sobreconsolidação, que se atribui ao facto de serem amostras superficiais que se sujeitam a ciclos de saturação/desidratação, com a subida do nível freático alternado com situações de algum ressequecimento aquando o nível freático desce e ocorre algum desidratação destes solos.

Em termos de consolidação secundária é de enfatizar que o valor de  $C_\alpha$  é independente da tensão vertical efetiva a que o provete esteve sujeito, pois como se pode observar nos vários gráficos, nos vários provetes (Figuras 4.22 a 4.25), as curvas obtidas em cada provete são relativamente paralelas entre si, ou seja, independentemente da tensão vertical efetiva, apresentam o mesmo  $C_\alpha$ .

Assim, considerando os vários valores de  $C_\alpha$  obtidos em cada provete, salienta-se que estes permitem classificar os solos estudados em termos consolidação secundária, como *média* ( $C_\alpha = 0,004$  a  $0,008$ ). Estes valores são convergentes com os obtidos por outros autores, nomeadamente com os obtidos para os lodos arenosos e areias lodosas por de Ferreira Gomes (1992).

Sobre os ensaios de muito longo prazo, é de enfatizar que estes mostram que a taxa de assentamentos secundários não se verificou em taxa de deformação constante; esta situação à partida foi preocupante, pois contraria o que usualmente é considerado em termos clássicos; a pesquisa bibliográfica mostrou que este tipo de situação não é inédita tendo já sido referida por Alexandre e Martins (2014) (Figura 2.36); sem haver certezas sobre tal situação, entende-se que no presente estudo, tal fenómeno resulta do facto da temperatura do laboratório não ter sido constante, e a particularidade de ter aumentado no período em que essa taxa foi maior, atribui-se-lhe a causa.

Como trabalhos futuros perspectiva-se fazer ensaios de consolidação secundária sob temperatura constante, de forma a poder dissipar as dúvidas acima mencionadas, mas também tempos mais prolongados, de forma a concluir se quando a temperatura média ambiente volta ao valor do início do ensaio, a linha de consolidação assume o declive inicial.

Também se entende que seria importante efetuar ensaios de consolidação secundária de longo prazo, de modo a estudar o eventual efeito da área do provete nos valores de coeficiente de consolidação secundária, pois entende-se que aquele parâmetro tende a diminuir ao longo do tempo, tanto mais quanto menor for a área do provete, numa situação de modelo físico como é a célula edométrica clássica, com confinamento total da amostra imposto.

# REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alexandre, G., & Martins, I. (2014). “An Interpretation of Secondary Consolidation for the Batiscan Clay”. HAL archives-ouvertes.

André, C. A. (1987). “Ensaio Laboratoriais para Caracterização Mecânica dos Solos”. Estudo realizado ao abrigo do convénio IPF/LNEC. LNEC. Lisboa.

Anón. (2017a). (Acedido em 14 julho de 2017). Obtido de Paisagens Geológicas e o Baixo Mondego: <http://fossil.uc.pt/pags/transf.dwt>.

Anón. (2017b). (Acedido em 18 de julho de 2017). Obtido de Slide Share: <https://pt.slideshare.net/jefersonafonso5/bacia-sedimentar>.

Anon. (2017c). (Acedido em 2 de agosto de 2017) Obtido de Geocaching: [https://www.geocaching.com/geocache/GC27N48\\_la-fuerza-de-la-erosion?guid=e2a38a97-aa0c-42b2-adde-8e898167d652](https://www.geocaching.com/geocache/GC27N48_la-fuerza-de-la-erosion?guid=e2a38a97-aa0c-42b2-adde-8e898167d652).

Anón. (2017d). (Acedido em 18 de agosto de 2017). Obtido de Aprender com Saídas de Campo. <https://saidaslagunadeaveiro.wordpress.com/2014/06/10/evolucao-da-linha-de-costa-na-zona-de-aveiro/>.

ASTM D2487. (2006). “Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)”.

Bartelletti, R., Berardi, G., Caroti, L., Finzi, L., Jamiolkowski, M. & Sanpaulesi, L. (1988). “Stabilization of the Leaning Tower of Pisa”. 13th IABSE congress report. Zurich. pp. 355 - 360.

Bartlett, S. F. (2004). “Estimation of Compression Properties of Clayey Soils Salt Lake Valley, Utah”. Relatório preparado para a divisão de pesquisa do departamento de transportes de Utah. Universidade do Utah.

Begonha, A. (1989). “Alteração das rochas graníticas do Norte e Centro de Portugal”. Tese de mestrado. Universidade Nova de Lisboa. Porto. 249 p.

Bond, A., Schuppener, B., Scarpelli, G., & Orr, T. (2013). “Worked examples presented at the Workshop ‘Eurocode 7: Geotechnical Design’”. JRC Scientific and policy reports. “13 - 14 junho”. Dublin. Comissão Europeia. Dimova, S. Nikolova, B. & Pinto, A. V. 160 p.

- Bonito, F. A. (2008). “Reologia dos lodos e de outros sedimentos recentes da Ria de Aveiro”. Tese de doutoramento. Universidade de Aveiro. Aveiro. 422 p.
- Bowles, J. (1986). “Engineering Properties of Soils and Their Measurement”. McGraw-Hill Book Company. 3ª Edição. Nova Iorque. 218 p.
- Bowles, J. (1997). “Foundation Analysis and Design”. McGraw-Hill Book Company. 5ª Edição. Nova Iorque. 1230 p.
- Caputo, H. P. (1988). “Mecânica dos Solos e Suas Aplicações, Fundamentos”. LTC Editora. 6ª edição. Rio de Janeiro. 234 p.
- Das, B. M. (1985). “Advanced Soil Mechanics, International Student Version”. McGraw-Hill Book Company. 511 p.
- Das, B. M. (2002). “Principles of Geotechnical Engineering”. McGraw-Hill Book Company. 5ª Edição. pp. 83 - 99.
- Das, B. M. (2005). “Principles of Geotechnical Engineering”. McGraw-Hill Book Company. 6ª Edição.
- Das, B. M. (2008). “Advanced Soil Mechanics”. McGraw-Hill Book Company. 3ª Edição. 534 p.
- E 195. (1966). “Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação”. Especificação. LNEC. Lisboa.
- E 196. (1966). “Análise Granulométrica”. Especificação. LNEC. Lisboa.
- E 239. (1971). “Análise Granulométrica por Peneiração Húmida”. Especificação. LNEC. Lisboa.
- Ferreira Gomes, L. M. (1992). “Zoneamento Geotécnico da Área Urbana e Suburbana de Aveiro”. Tese de doutoramento. Universidade de Aveiro. Aveiro. 541 p.
- Ferreira Gomes, L. M. (2001). “Programa Ciência Viva, Projeto PIV 1745”.
- Ferreira Gomes, L. M. (2013). “Sebenta de Engenharia de Fundações, capítulo 1 - Introdução à Engenharia de Fundações”. Universidade da Beira Interior. Covilhã. 77 p.
- Ferreira Gomes, L. M. (2013). “Sebenta de Engenharia de Fundações, capítulo 2 - Fundações Diretas”. Universidade da Beira Interior. Covilhã. 68 p.
- Ferreira Gomes, L. M., & Ladeira, F. L. (1989). “Características geotécnicas dos lodos de Aveiro (Nota prévia)”. Revista da Universidade de Aveiro. Universidade de Aveiro. pp. 39-44.



Ferreira Gomes, L. M., & Ladeira, F. L. (1995). "Equações para determinar o índice de compressão". Revista do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho. Universidade do Minho. pp. 17-28.

Gomes, A. A. (2008). "Evolução Geomorfológica da Plataforma Litoral entre Espinho e Águeda". Tese de doutoramento. Faculdade de Letras da Universidade do Porto. 344 p.

ISO/TS 17892-3. (2004). "Geotechnical Investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 4: Determination of particle density Pycnometer method".

ISO/TS 17892-4. (2004). "Geotechnical Investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 4: Determination of particle size distribution".

ISO/TS 17892-12. (2004). "Geotechnical Investigation and Testing - Laboratory testing of soil - Parte 12: Determination of Atterberg limits".

Jain, S. K., & Nanda, A. (2010). "On the Nature of Secondary Compression in Soils". Indian Geotechnical Conference. "16 - 18 dezembro". IGS Mumbai Chapter & IIT Bombay. pp. 1121 - 1124

Lambe, T., & Whitman, R. (1979). "Soil Mechanics, SI version". John Wiley & Sons. Nova Iorque. 553 p.

Matos Fernandes, M. (2012). "Mecânica dos Solos, Conceitos e Princípios Fundamentais, Volume I". FEUP Edições. 3ª Edição. Porto. 463 p.

Mendes, E. (2006). "Perímetros de proteção de captações de água subterrânea para consumo humano em zonas de montanha, caso de estudo da cidade da Covilhã". Tese de mestrado. Universidade da Beira Interior. Covilhã. 122 p.

Mesri, G. (1973). "Coefficient of secondary compression". J. Soil Mec. Found. Div. ASCE. Vol 99. Nova Iorque. pp. 123-137.

Olson, R. E. (1989). "Advanced Soil Mechanics - Secondary Effects".

Rodrigues, N. G. (2015). "Estudos sobre o ângulo de atrito em solos graníticos residuais". Tese de mestrado. Universidade da Beira Interior. Covilhã. 81 p.

Santos, J. R. (2011). "Comportamento geotécnico de solos argilosos do vale diapírico de Sesimbra". Tese de mestrado. Universidade Nova de Lisboa. Lisboa. 82 p.

Silva Cardoso, A. J. (1987). "Conceitos em Mecânica dos Solos e Caracterização Mecânica de Solos". Dept. Eng<sup>a</sup> Civil da Fac. de Eng<sup>a</sup> da Univ. do Porto. Porto. 306 p.

Taveira, R. E. (2015). “Análise da consolidação de estratos de argila através do método dos elementos finitos”. Tese de mestrado. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto. Porto. 68 p.

Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1967). “Soil Mechanics in Engineering Practice”. John Wiley & Sons. 2ª edição. Nova Iorque. 702 p.

Yang, C., Carter, J., Sheng, D., & Sloan, S. W. (2016). “An Isotach elastoplastic constitutive model for natural soft clays”.

## **ANEXOS**

## Anexo I - Elementos para a Classificações de Solos

Critério para designação dos símbolos e nome dos grupos utilizando ensaios de laboratório <sup>(a)</sup>				Classificação do solo	
				Símbolo do grupo	Nome do grupo <sup>(b)</sup>
SOLOS GROSSOS  > 50% retido no peneiro nº200	CASCALHO  > 50% da fração grossa retida no peneiro nº 4	CASCALHOS LIMPOS < 5% finos <sup>(c)</sup>	$C_U \geq 4$ and $1 \leq C_C \leq 3$	GW	Cascalho bem graduado <sup>(e)</sup>
			$C_U < 4$ and/or $1 > C_C > 3$	GP	Cascalho mal graduado <sup>(e)</sup>
		CASCALHOS COM FINOS > 12% finos <sup>(c)</sup>	finos classificados como ML ou MH	GM	Cascalho siltoso <sup>(e) (g)</sup>
			finos classificados como CL ou CH	GC	Cascalho argiloso <sup>(e) (g)</sup>
	AREIAS  ≥ 50% da fração grossa passa no peneiro nº4	AREIAS LIMPAS < 5% finos <sup>(d)</sup>	$C_U \geq 6$ e $1 \leq C_C \leq 3$	SW	Areia bem graduada <sup>(f)</sup>
			$C_U < 6$ e/ou $1 > C_C > 3$	SP	Areia mal graduada <sup>(f)</sup>
		AREIAS COM FINOS > 12% finos <sup>(d)</sup>	finos classificados como ML ou MH	SM	Areia siltosa <sup>(f) (g)</sup>
			finos classificados como CL ou CH	SC	Areia argilosa <sup>(f) (g)</sup>
SOLOS FINOS  ≥ 50% passado no peneiro nº200	SILTES E ARGILAS  $w_L < 50\%$	INORGÂNICO	IP > 7% e situa-se na linha A ou acima desta <sup>(h)</sup>	CL	Argila magra <sup>(i) (j) (k)</sup>
			IP < 4% ou situa-se abaixo da linha A <sup>(h)</sup>	ML	Silte <sup>(i) (j) (k)</sup>
		ORGÂNICO	$w_L$ – seco em estufa < $\frac{3}{4}$ $w_L$ – sem secagem	OL	Silte orgânico e argila siltosa de baixa plasticidade <sup>(i) (j) (k)</sup>
	SILTES E ARGILAS  $w_L \geq 50\%$	INORGÂNICO	IP situa-se na linha A ou acima desta	CH	Argila gorda <sup>(i) (j) (k)</sup>
			IP situa-se abaixo da linha A	MH	Silte elástico <sup>(i) (j) (k)</sup>
		ORGÂNICO	$w_L$ – seco em estufa < $\frac{3}{4}$ $w_L$ – sem secagem	OH	Silte orgânico e argila de média a elevada plasticidade <sup>(i) (j) (k)</sup>
	SOLOS ALTAMENTE ORGÂNICOS Principalmente matéria orgânica, cor escura e odor orgânico				PT

<sup>(a)</sup> Baseado no material que passa no peneiro de 75mm de abertura.

<sup>(b)</sup> Se a amostra virgem contém blocos e/ou calhaus, juntar *com blocos e/ou calhaus* ao nome do grupo.

<sup>(c) (d)</sup> Cascalhos e Areias com 5 a 12 % de finos precisam de dois símbolos:

GW-GM cascalho bem graduado com silte	SW-SM areia bem graduada com silte
GW-GC cascalho bem graduado com argila	SW-SC areia bem graduada com argila
GP-GM cascalho mal graduado com silte	SP-SM areia mal graduada com silte
GP-GC cascalho mal graduado com argila	SP-SC areia mal graduada com argila

<sup>(e)</sup> Se o solo contém ≥ 15% areia, juntar *com areia* ao nome do grupo.

<sup>(f)</sup> Se o solo contém ≥ 15% cascalho, juntar *com cascalho* ao nome do grupo.

<sup>(g)</sup> Se os finos se classificam como CL-ML, use dois símbolos: GC-GM, SC-SM. Se os finos são orgânicos, juntar *com finos orgânicos* ao nome do grupo.

<sup>(h)</sup> Se os limites de Atterberg se situam na zona sombreada, o solo é um CL-ML, argila siltosa.

<sup>(i) (f)</sup> Se o solo contém 15 a 29% retidos no peneiro nº 200, juntar *com areia* ou *com cascalho*, conforme o predominante.

<sup>(j)</sup> Se o solo contém ≥ 30 % retido no peneiro nº 200, predomina areia, juntar *arenoso* ao nome do grupo.

<sup>(k)</sup> Se o solo contém ≥ 30 % retido no peneiro nº 200, predomina cascalho, juntar *cascalhento* ao nome do grupo.

Figura I. 1 - Sistema de Classificação Unificada de Solos (ASTM D2487-2006).

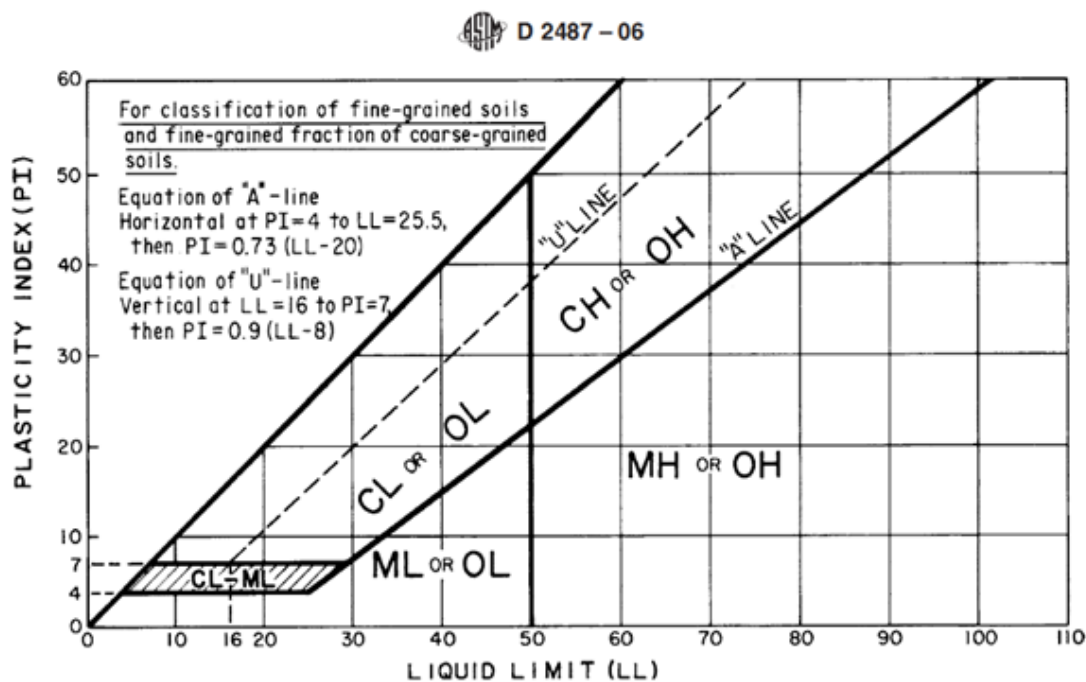


Figura I. 2 - Carta de Plasticidade de Casagrande.

CLASSIFICATION OF SOILS AND SOIL-AGGREGATE MIXTURES											
General Classification	Granular Materials (35% or less passing 75µm) [No. 200]							Silt-Clay Materials (More than 35% passing 75µm) [No. 200]			
Group Classification	A-1		A-3*	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Sieve Analysis:											
Percent passing:											
2mm (No. 10)	50 max.	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
425µm (No. 40)	30 max.	50 max.	51 min.	---	---	---	---	---	---	---	---
75µm (No. 200)	15 max.	25 max.	10 max.	35 max.	35 max.	35 max.	35 max.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Characteristics of fraction passing No. 425µm (No. 40):											
Liquid Limit	---		---	40 max.	41 min.	40 max.	41 min.	40 max.	41 min.	40 max.	41 min.
Plasticity Index	6 max.		N.P.	10 max.	10 max.	11 min.	11 min.	10 max.	10 max.	11 min.	11 min**
Usual Types of Significant Constituent Materials	Stone Fragments Gravel and Sand		Fine Sand	Silty or Clayey Gravel and Sand				Silty Soils		Clayey Soils	
General Rating as Subgrade	Excellent to Good							Fair to Poor			

Figura I. 3 - Sistema AASHTO de classificação de solos.

## Anexo II - Resultados dos ensaios edométricos clássicos

### 1) Provete 1 - Salinas - Ind.

Tabela II. 1 - Características iniciais do provete 1.

<b>UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR</b>																										
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA																										
LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA																										
<b>ENSAIO EDOMÉTRICO</b>																										
DATA : 10/02/2017	AMOSTRA N.º: 1	PROCESSO N.º: MESTRADO_EC																								
EDÓMETRO N.º: 3	LOCAL DE AMOSTRAGEM : Salinas, Ria de Aveiro																									
Classificação: Unificada - <u>SM, areia siltosa com finos orgânicos</u> A.A.S.H.O. - <u>A - 4</u>																										
Descrição: Lodos recolhidos a 50 cm de profundidade.																										
<b>CARACTERÍSTICAS INICIAIS DO PROVETE</b>																										
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Edometro n.º</td> <td>3,00</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Peso do anel (<math>P_a</math>)</td> <td>65,36</td> <td>(g)</td> </tr> <tr> <td>Área do anel (<math>A</math>)</td> <td>32,67</td> <td>(cm²)</td> </tr> <tr> <td>Altura do provete (<math>h_0</math>)</td> <td>2,00</td> <td>(cm)</td> </tr> <tr> <td>Peso do provete húmido+anel (<math>P_1</math>)</td> <td>172,48</td> <td>(g)</td> </tr> <tr> <td>Peso do provete húmido (<math>P_{ph}=P_1-P_a</math>)</td> <td>107,12</td> <td>(g)</td> </tr> <tr> <td>Volume inicial do provete (<math>V_0</math>)</td> <td>65,35</td> <td>(cm³)</td> </tr> <tr> <td>Peso volúmico do provete (<math>\gamma_t=P_{ph}/V_0</math>)</td> <td>1,64</td> <td>(g/cm³)</td> </tr> </table>			Edometro n.º	3,00		Peso do anel ( $P_a$ )	65,36	(g)	Área do anel ( $A$ )	32,67	(cm²)	Altura do provete ( $h_0$ )	2,00	(cm)	Peso do provete húmido+anel ( $P_1$ )	172,48	(g)	Peso do provete húmido ( $P_{ph}=P_1-P_a$ )	107,12	(g)	Volume inicial do provete ( $V_0$ )	65,35	(cm³)	Peso volúmico do provete ( $\gamma_t=P_{ph}/V_0$ )	1,64	(g/cm³)
Edometro n.º	3,00																									
Peso do anel ( $P_a$ )	65,36	(g)																								
Área do anel ( $A$ )	32,67	(cm²)																								
Altura do provete ( $h_0$ )	2,00	(cm)																								
Peso do provete húmido+anel ( $P_1$ )	172,48	(g)																								
Peso do provete húmido ( $P_{ph}=P_1-P_a$ )	107,12	(g)																								
Volume inicial do provete ( $V_0$ )	65,35	(cm³)																								
Peso volúmico do provete ( $\gamma_t=P_{ph}/V_0$ )	1,64	(g/cm³)																								
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Peso específico das partículas sólidas (<math>\gamma_s</math>)</td> <td>2,51</td> <td>(g/cm³)</td> </tr> <tr> <td>Teor em água (<math>W_0</math>)</td> <td>52,28</td> <td>(%)</td> </tr> </table>			Peso específico das partículas sólidas ( $\gamma_s$ )	2,51	(g/cm³)	Teor em água ( $W_0$ )	52,28	(%)																		
Peso específico das partículas sólidas ( $\gamma_s$ )	2,51	(g/cm³)																								
Teor em água ( $W_0$ )	52,28	(%)																								
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Peso volúmico seco do provete (<math>\gamma_{d0}=100 \cdot \gamma_t / (100+W_0)</math>)</td> <td>1,08</td> <td>(g/cm³)</td> </tr> <tr> <td>Peso do provete seco (<math>P_s=\gamma_{d0} \cdot V_0</math>)</td> <td>70,34</td> <td>(g)</td> </tr> <tr> <td>Altura reduzida (altura dos sólidos) (<math>h_{s0}=P_s/(A \cdot \gamma_s)</math>)</td> <td>0,86</td> <td>(cm)</td> </tr> <tr> <td>Índice de vazios (<math>e_0=(h_0-h_{s0})/h_{s0}</math>)</td> <td>1,33</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Grau de Saturação (<math>S=\gamma_s \cdot W_0/e_0</math>)</td> <td>98,53</td> <td>(%)</td> </tr> </table>			Peso volúmico seco do provete ( $\gamma_{d0}=100 \cdot \gamma_t / (100+W_0)$ )	1,08	(g/cm³)	Peso do provete seco ( $P_s=\gamma_{d0} \cdot V_0$ )	70,34	(g)	Altura reduzida (altura dos sólidos) ( $h_{s0}=P_s/(A \cdot \gamma_s)$ )	0,86	(cm)	Índice de vazios ( $e_0=(h_0-h_{s0})/h_{s0}$ )	1,33		Grau de Saturação ( $S=\gamma_s \cdot W_0/e_0$ )	98,53	(%)									
Peso volúmico seco do provete ( $\gamma_{d0}=100 \cdot \gamma_t / (100+W_0)$ )	1,08	(g/cm³)																								
Peso do provete seco ( $P_s=\gamma_{d0} \cdot V_0$ )	70,34	(g)																								
Altura reduzida (altura dos sólidos) ( $h_{s0}=P_s/(A \cdot \gamma_s)$ )	0,86	(cm)																								
Índice de vazios ( $e_0=(h_0-h_{s0})/h_{s0}$ )	1,33																									
Grau de Saturação ( $S=\gamma_s \cdot W_0/e_0$ )	98,53	(%)																								
Observações:																										
ENSAIOU:	CALCULOU:	VERIFICOU:																								

Tabela II. 2 - Boletim de registo de medições para o escalão de 16,20 a 31,21 kPa.

UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR									
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA									
LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 10/02/2017				AMOSTRA N.º : 1				PROCESSO N.º :Mestrado_EC	
EDÓMETRON.º : 3				LOCAL DE AMOSTRAGEM :Salinas, Ria de Aveiro					
Data	Hora	Tempo min	Raiz ( t )	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
10/02/2017	16:51			120	1488,00	0,00	0,00	1,33	w=SATURADO
10/02/2017	16:51	0,00	0,00	8,70	1489,00	0,00	0,00	1,33	
		0,25	0,50	8,70	1502,00	0,03	0,03	1,33	
		0,50	0,71	8,70	1502,50	0,03	0,03	1,33	
		1,00	1,00	8,70	1502,50	0,03	0,03	1,33	
		2,25	1,50	8,70	1502,50	0,03	0,03	1,33	
		4,00	2,00	8,70	1503,00	0,03	0,03	1,33	
10/02/2017	17:01	10,00	3,16	8,70	1503,00	0,03	0,03	1,33	
10/02/2017	17:01			8,70	1503,00	0,03	0,03	1,33	
10/02/2017	17:01	0,00	0,00	16,20	1503,00	0,00	0,03	1,33	
		0,25	0,50	16,20	1750,00	0,49	0,52	1,27	
		0,50	0,71	16,20	1850,00	0,69	0,72	1,25	
		1,00	1,00	16,20	1950,00	0,89	0,92	1,22	
		2,25	1,50	16,20	2 050,00	1,09	1,12	1,20	
		4,00	2,00	16,20	2 156,00	1,31	1,33	1,18	
		8,00	2,83	16,20	2 285,00	1,56	1,59	1,15	
		16,00	4,00	16,20	2 395,00	1,78	1,81	1,12	
		30,00	5,48	16,20	2 421,00	1,84	1,86	1,11	
		50,00	7,07	16,20	2 438,00	1,87	1,90	1,11	
		60,00	7,75	16,20	2 444,00	1,88	1,91	1,11	
		90,00	9,49	16,20	2 458,00	1,91	1,94	1,11	
		120,00	10,95	16,20	2 471,00	1,94	1,96	1,10	
11/02/2017	17:01	1440,00	37,95	16,20	2 552,00	2,10	2,13	1,08	
11/02/2017	17:11			16,20	2 552,00	2,10	2,13	1,08	
11/02/2017	17:11	0,00	0,00	31,21	2 552,00	0,00	2,13	1,08	
		0,25	0,50	31,21	2 595,00	0,09	2,21	1,07	
		0,50	0,71	31,21	2 605,00	0,11	2,23	1,07	
		1,00	1,00	31,21	2 624,00	0,14	2,27	1,07	
		2,25	1,50	31,21	2 646,00	0,19	2,31	1,06	
		4,00	2,00	31,21	2 662,00	0,22	2,35	1,06	
		8,00	2,83	31,21	2 682,00	0,26	2,39	1,05	
		16,00	4,00	31,21	2 700,00	0,30	2,42	1,05	
		30,00	5,48	31,21	2 718,00	0,33	2,46	1,05	
		50,00	7,07	31,21	2 729,00	0,35	2,48	1,04	
		60,00	7,75	31,21	2 733,00	0,36	2,49	1,04	
		90,00	9,49	31,21	2 741,00	0,38	2,50	1,04	
		120,00	10,95	31,21	2 748,00	0,39	2,52	1,04	
		180,00	13,42	31,21	2 762,00	0,42	2,55	1,03	
		300,00	17,32	31,21	2 778,00	0,45	2,58	1,03	
12/02/2017	16:45	1414,00	37,60	31,21	2 806,00	0,51	2,63	1,02	
ENSAIOU:				CALCULOU:				VERIFICOU:	

Tabela II. 3 - Boletim de registo de medições para o escalão de 61,22 a 121,25 kPa.

UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR									
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA									
LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 12/02/2017				AMOSTRA N.º : 1				PROCESSO N.º :Mestrado_EC	
EDÔMETRON.º : 3				LOCAL DE AMOSTRAGEM : Salinas, Ria de Aveiro					
Data	Hora	Tempo min	Raiz ( t )	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
12/02/2017	16:45			31,21	2 806,00	0,51	2,63	1,02	
12/02/2017	16:45	0,00	0,00	61,22	2 806,00	0,00	2,63	1,02	
		0,25	0,50	61,22	2 879,00	0,15	2,78	1,01	
		0,50	0,71	61,22	2 900,00	0,19	2,82	1,00	
		1,00	1,00	61,22	2 925,00	0,24	2,87	1,00	
		2,25	1,50	61,22	2 954,00	0,30	2,93	0,99	
		4,00	2,00	61,22	2 980,00	0,35	2,98	0,98	
		8,00	2,83	61,22	3 009,00	0,41	3,04	0,98	
		16,00	4,00	61,22	3 031,00	0,45	3,08	0,97	
		30,00	5,48	61,22	3 049,00	0,49	3,12	0,97	
		50,00	7,07	61,22	3 063,00	0,51	3,15	0,96	
		60,00	7,75	61,22	3 069,00	0,53	3,16	0,96	
		90,00	9,49	61,22	3 081,00	0,55	3,18	0,96	
		120,00	10,95	61,22	3 089,00	0,57	3,20	0,96	
		150,00	12,25	61,22	3 096,00	0,58	3,21	0,96	
		180,00	13,42	61,22	3 101,00	0,59	3,22	0,96	
13/02/2017	16:01	1396,00	37,36	61,22	3 160,00	0,71	3,34	0,94	
13/02/2017	16:01			61,22	3 160,00	0,71	3,34	0,94	
13/02/2017	16:01	0,00	0,00	121,25	3 160,00	0,00	3,34	0,94	
		0,25	0,50	121,25	3 411,00	0,50	3,84	0,88	
		0,50	0,71	121,25	3 433,00	0,55	3,89	0,88	
		1,00	1,00	121,25	3 454,00	0,59	3,93	0,87	
		2,25	1,50	121,25	3 484,00	0,65	3,99	0,87	
		4,00	2,00	121,25	3 504,00	0,69	4,03	0,86	
		8,00	2,83	121,25	3 521,00	0,72	4,06	0,86	
		16,00	4,00	121,25	3 538,00	0,76	4,10	0,85	
		30,00	5,48	121,25	3 551,00	0,78	4,12	0,85	
		50,00	7,07	121,25	3 564,00	0,81	4,15	0,85	
		60,00	7,75	121,25	3 569,00	0,82	4,16	0,85	
		90,00	9,49	121,25	3 579,00	0,84	4,18	0,84	
		120,00	10,95	121,25	3 586,00	0,85	4,19	0,84	
		150,00	12,25	121,25	3 590,00	0,86	4,20	0,84	
		180,00	13,42	121,25	3 594,00	0,87	4,21	0,84	
14/02/2017	16:02	1441,00	37,96	121,25	3 634,00	0,95	4,29	0,83	
ENSAIOU:				CALCULOU:			VERIFICOU:		



Tabela II. 4 - Boletim de registo de medições para o escalão de 121,25 a 481,41 kPa.

UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR									
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA									
LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 14/02/2017				AMOSTRA N.º : 1				PROCESSO N.º : Mestrado_EC	
EDÓMETRON.º : 3				LOCAL DE AMOSTRAGEM : Salinas, Ria de Aveiro					
Data	Hora	Tempo min	Raiz ( t )	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
14/02/2017	16:02			121,25	3 634,00	0,95	4,29	0,83	
14/02/2017	16:02	0,00	0,00	241,30	3 634,00	0,00	4,29	0,83	
		0,25	0,50	241,30	3 839,00	0,41	4,70	0,78	
		0,50	0,71	241,30	3 869,00	0,47	4,76	0,78	
		1,00	1,00	241,30	3 900,00	0,53	4,82	0,77	
		2,25	1,50	241,30	3 938,00	0,61	4,90	0,76	
		4,00	2,00	241,30	3 958,00	0,65	4,94	0,76	
		8,00	2,83	241,30	3 979,00	0,69	4,98	0,75	
		16,00	4,00	241,30	4 001,00	0,73	5,02	0,75	
		30,00	5,48	241,30	4 019,00	0,77	5,06	0,74	
		50,00	7,07	241,30	4 033,00	0,80	5,09	0,74	
		60,00	7,75	241,30	4 038,00	0,81	5,10	0,74	
		90,00	9,49	241,30	4 046,00	0,82	5,11	0,74	
		120,00	10,95	241,30	4 052,00	0,84	5,13	0,73	
		150,00	12,25	241,30	4 056,00	0,84	5,13	0,73	
		180,00	13,42	241,30	4 060,00	0,85	5,14	0,73	
15/02/2017	15:35	1413,00	37,59	241,30	4 097,00	0,93	5,22	0,72	
15/02/2017	15:35			241,30	4 097,00	0,93	5,22	0,72	
15/02/2017	15:35	0,00	0,00	481,41	4 097,00	0,00	5,22	0,72	
		0,25	0,50	481,41	4 439,00	0,68	5,90	0,64	
		0,50	0,71	481,41	4 481,00	0,77	5,98	0,63	
		1,00	1,00	481,41	4 514,00	0,83	6,05	0,63	
		2,25	1,50	481,41	4 545,00	0,90	6,11	0,62	
		4,00	2,00	481,41	4 561,00	0,93	6,14	0,62	
		8,00	2,83	481,41	4 579,00	0,96	6,18	0,61	
		16,00	4,00	481,41	4 595,00	1,00	6,21	0,61	
		30,00	5,48	481,41	4 612,00	1,03	6,25	0,60	
		50,00	7,07	481,41	4 624,00	1,05	6,27	0,60	
		60,00	7,75	481,41	4 627,00	1,06	6,28	0,60	
		90,00	9,49	481,41	4 636,00	1,08	6,29	0,60	
		120,00	10,95	481,41	4 641,00	1,09	6,30	0,60	
		150,00	12,25	481,41	4 644,00	1,09	6,31	0,60	
		180,00	13,42	481,41	4 650,00	1,11	6,32	0,59	
16/02/2017		1440,00	37,95	481,41	4 679,00	1,16	6,38	0,59	
ENSAIOU:				CALCULOU:				VERIFICOU:	

Tabela II. 5 - Boletim de registo de medições para o escalão de 481,41 a 961,62 kPa.

UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR									
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA									
LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 16/02/2017				AMOSTRA N.º : 1				PROCESSO N.º : Mestrado_EC	
EDÓMETRON.º : 3				LOCAL DE AMOSTRAGEM : Salinas, Ria de Aveiro					
Data	Hora	Tempo min	Raiz (t)	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
16/02/2017	15:08			481,41	4 679,00	1,16	6,38	0,59	
16/02/2017	15:08	0,00	0,00	961,62	4 679,00	0,00	6,38	0,59	
		0,25	0,50	961,62	5 023,00	0,69	7,07	0,51	
		0,50	0,71	961,62	5 101,00	0,84	7,22	0,49	
		1,00	1,00	961,62	5 211,00	1,06	7,44	0,46	
		2,25	1,50	961,62	5 318,00	1,28	7,66	0,44	
		4,00	2,00	961,62	5 366,00	1,37	7,75	0,43	
		8,00	2,83	961,62	5 417,00	1,48	7,86	0,42	
		16,00	4,00	961,62	5 494,00	1,63	8,01	0,40	
		30,00	5,48	961,62	5 542,00	1,73	8,11	0,39	
		50,00	7,07	961,62	5 583,00	1,81	8,19	0,38	
		60,00	7,75	961,62	5 594,00	1,83	8,21	0,37	
		90,00	9,49	961,62	5 609,00	1,86	8,24	0,37	
		120,00	10,95	961,62	5 622,00	1,89	8,27	0,37	
		150,00	12,25	961,62	5 625,00	1,89	8,27	0,37	
		180,00	13,42	961,62	5 632,00	1,91	8,29	0,37	
17/02/2017	15:08	1440,00	37,95	961,62	5 672,00	1,99	8,37	0,36	
17/02/2017	15:35			961,62	5 672,00	1,99	8,37	0,36	
17/02/2017	15:35			481,41	5 650,00	0,00	8,32	0,36	
18/02/2017	15:47			481,41	5 648,00	0,00	8,32	0,36	
18/02/2017	15:47			481,41	5 648,00	0,00	8,32	0,36	
18/02/2017	15:47			120	5 247,00	-0,81	7,52	0,46	
19/02/2017	15:00			120	5 002,00	-1,30	7,03	0,51	
ENSAIOU:				CALCULOU:			VERIFICOU:		

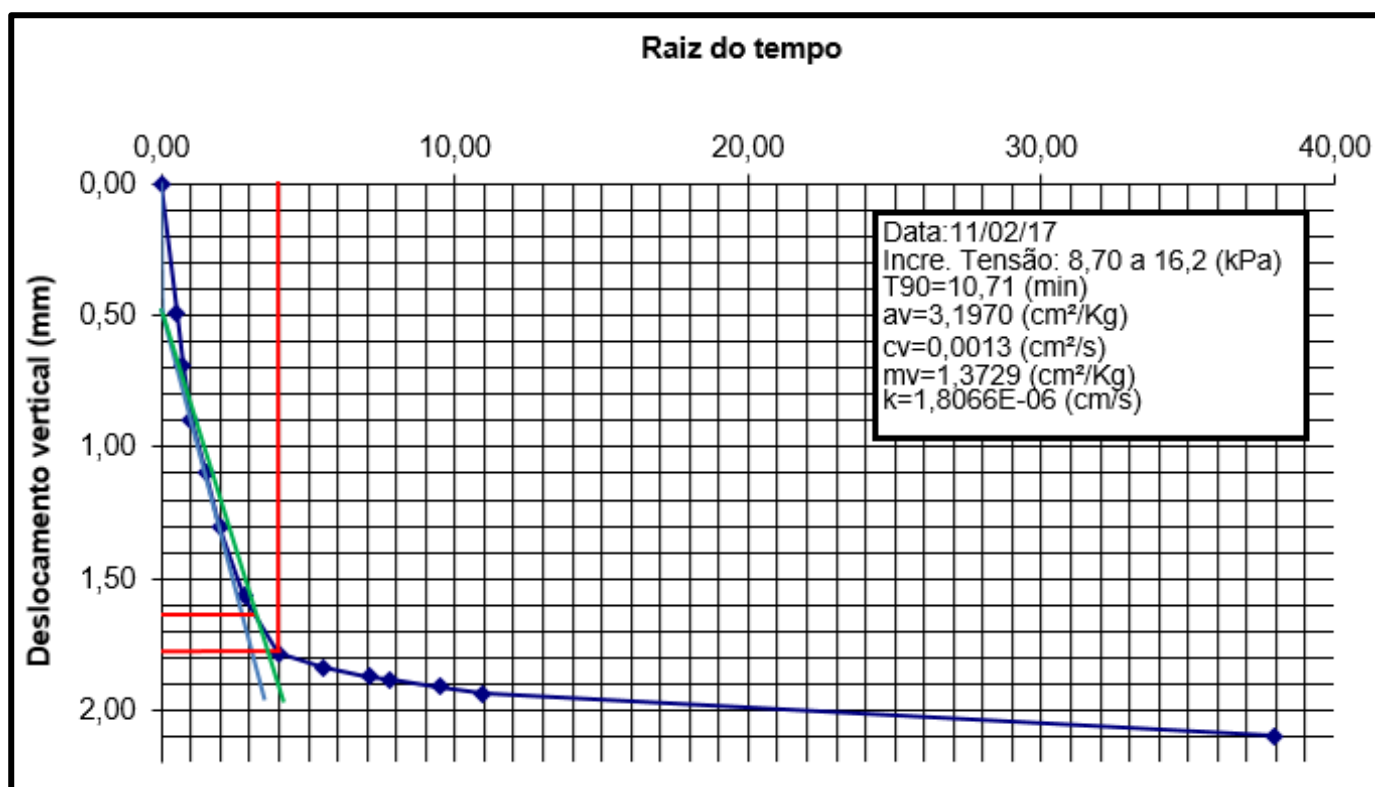


Figura II. 1 - Gráfico *deslocamento vertical versus raiz do tempo*, para avaliação do  $t_{90}$  do escalão de carga de 8,70 a 16,2 kPa.

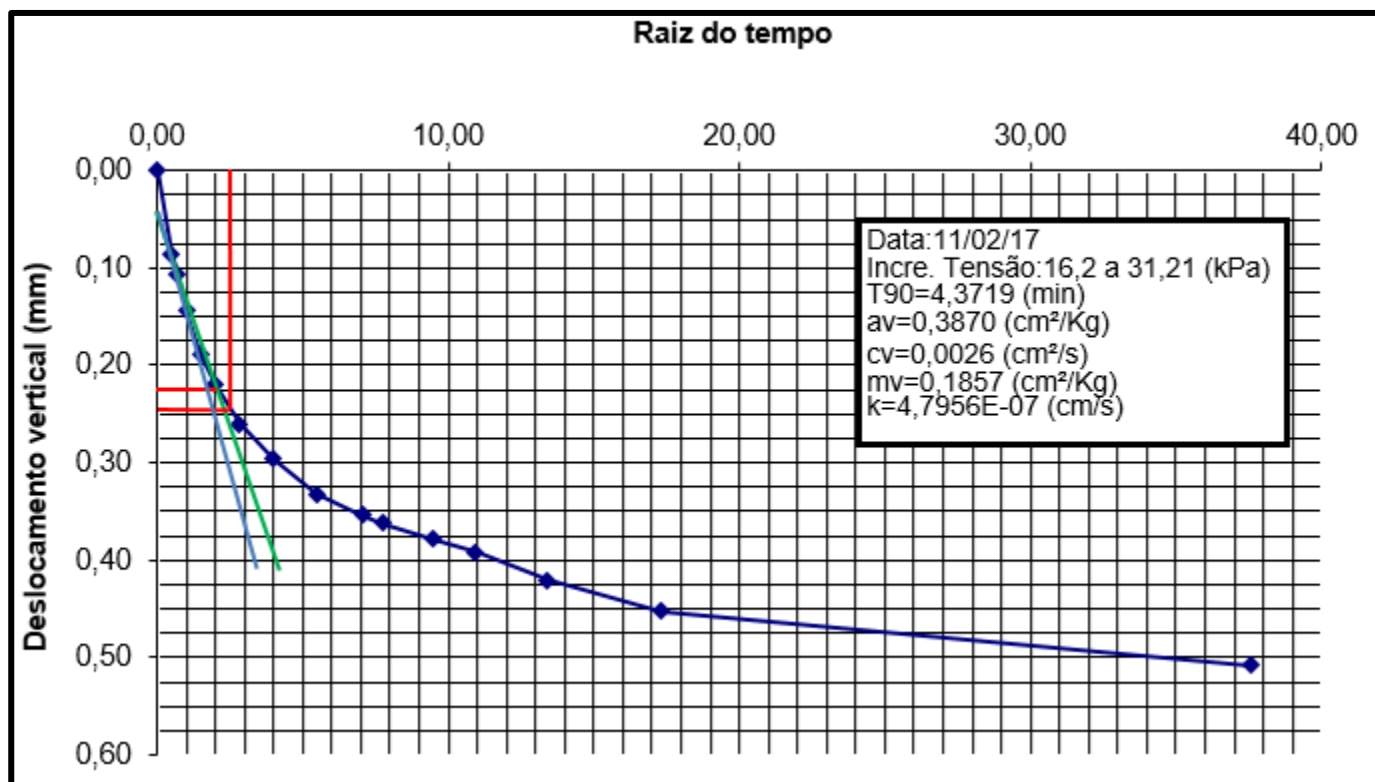


Figura II. 2 - Gráfico *deslocamento vertical versus raiz do tempo*, para avaliação do  $t_{90}$  do escalão de carga de 16,2 a 31,21 kPa.

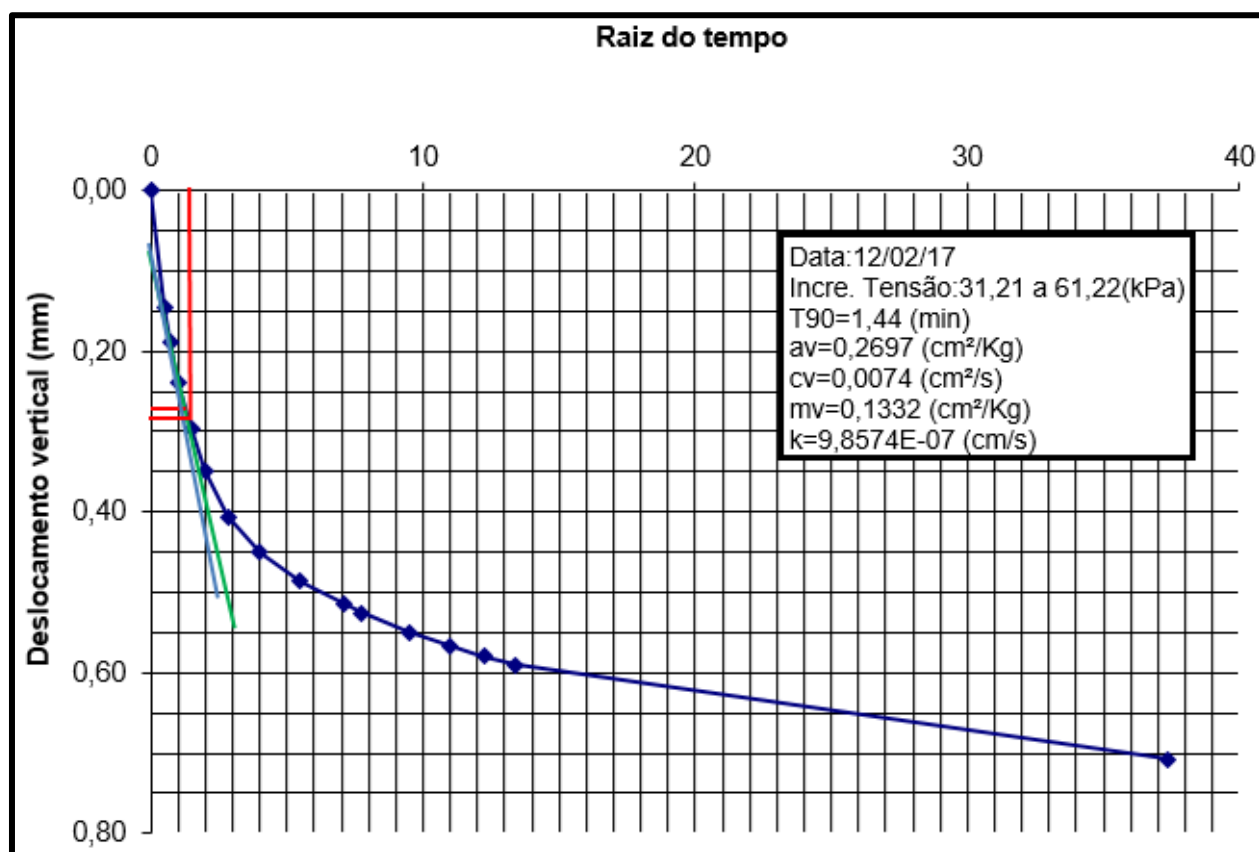


Figura II. 3 - Gráfico *deslocamento vertical versus raiz do tempo*, para avaliação do  $t_{90}$  do escalão de carga de 31,21 a 61,22 kPa.

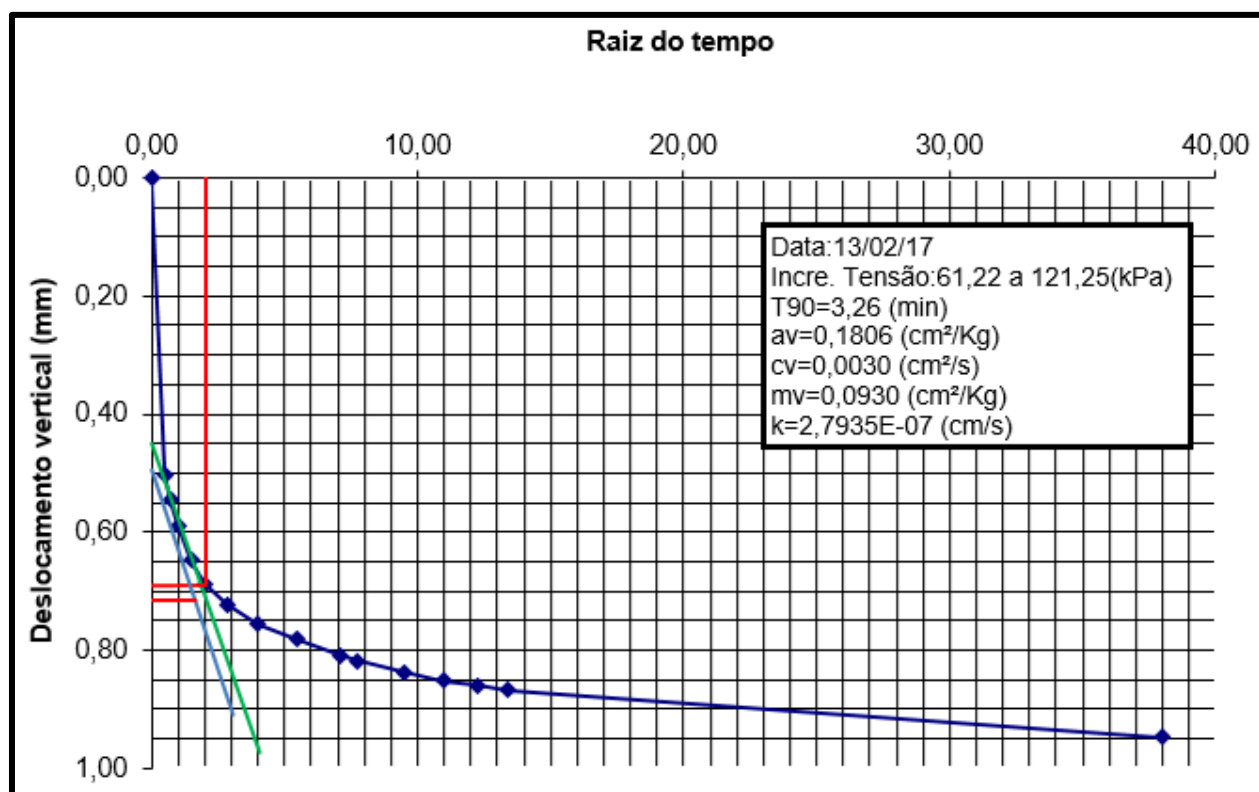


Figura II. 4 - Gráfico *deslocamento vertical versus raiz do tempo*, para avaliação do  $t_{90}$  do escalão de carga de 61,22 a 121,25 kPa.

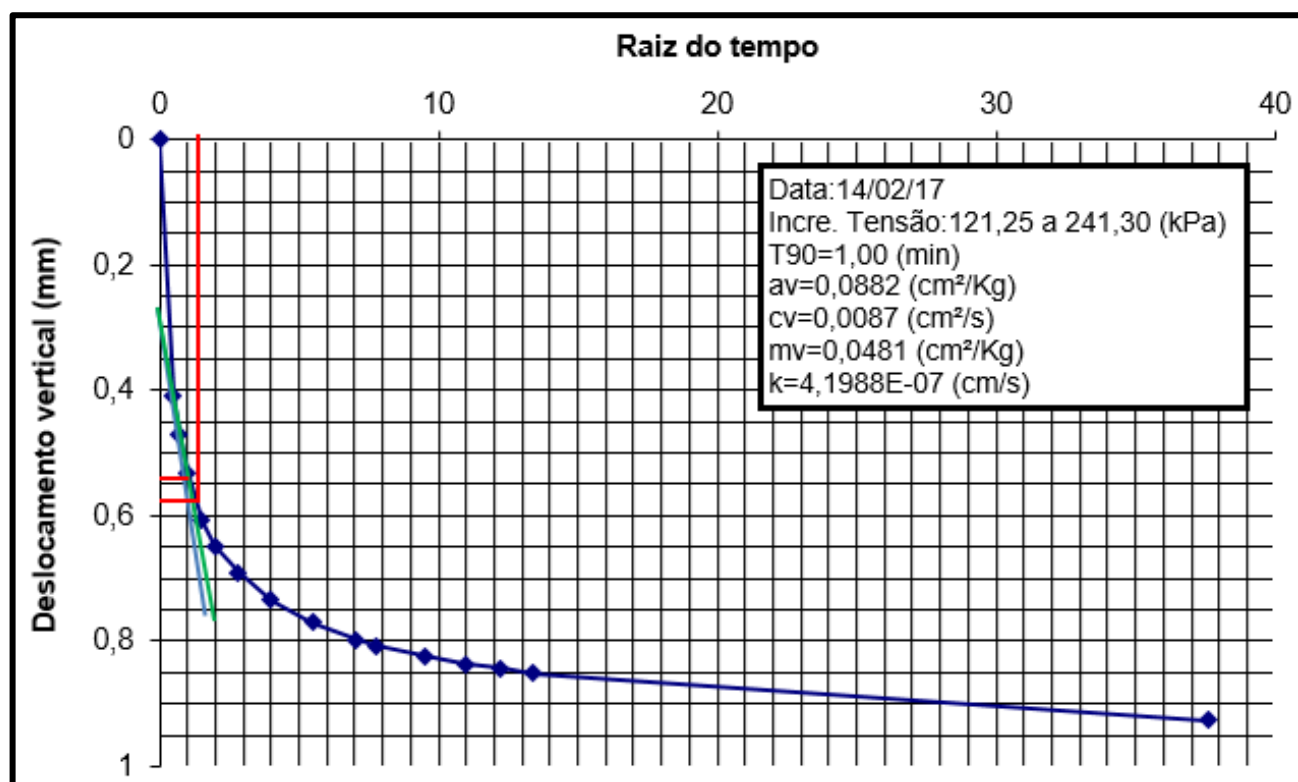


Figura II. 5 - Gráfico *deslocamento vertical versus raiz do tempo*, para avaliação do  $t_{90}$  do escalão de carga de 121,25 a 241,3 kPa.

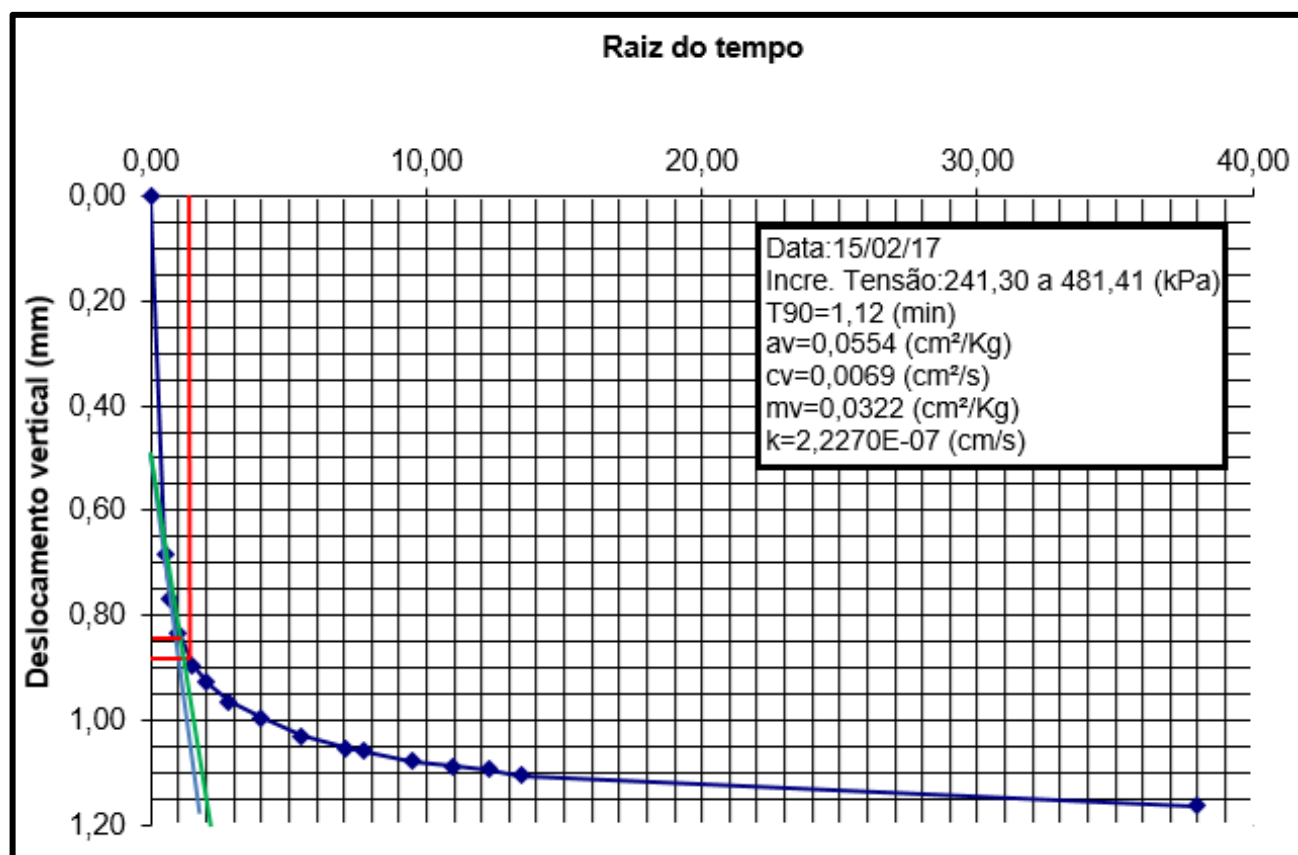


Figura II. 6 - Gráfico *deslocamento vertical versus raiz do tempo*, para avaliação do  $t_{90}$  do escalão de carga de 241,3 a 481,41 kPa.

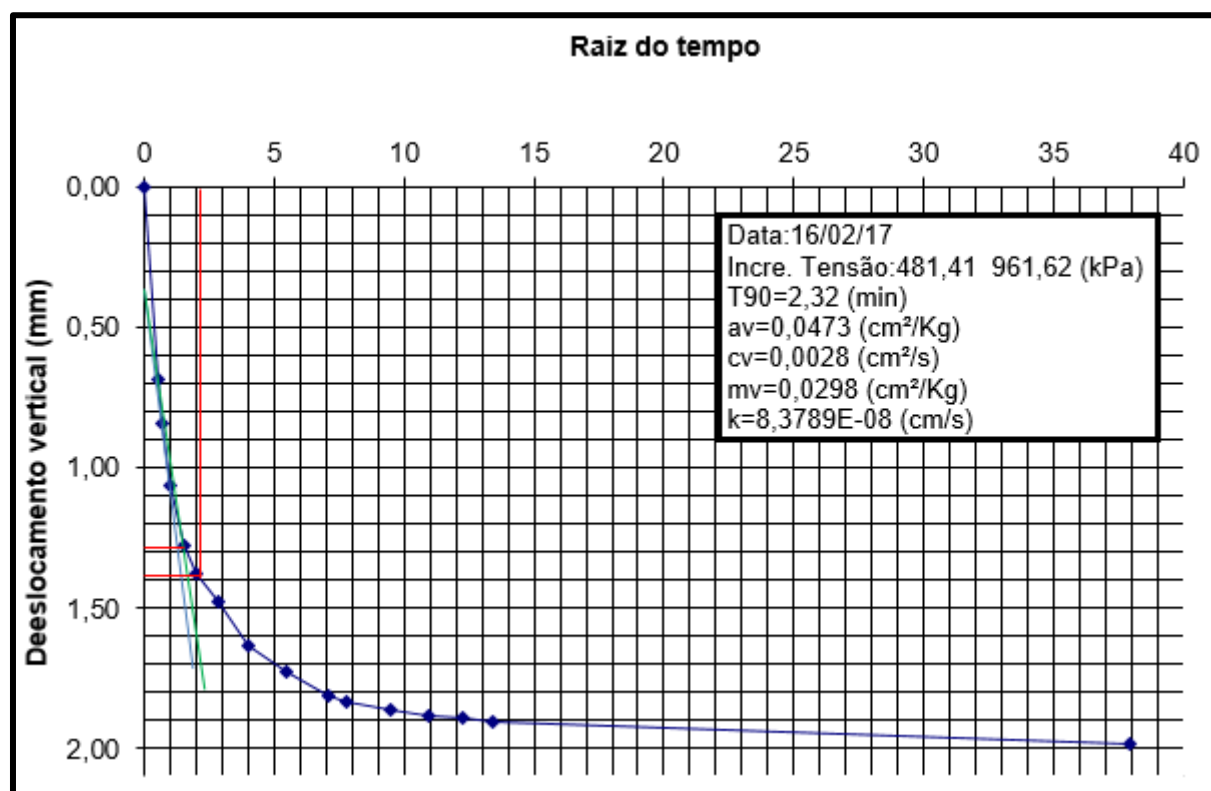


Figura II. 7 - Gráfico *deslocamento vertical versus raiz do tempo*, para avaliação do  $t_{90}$  do escalão de carga de 481,41 a 961,62 kPa.

2) Provete 3 - Salinas - Ind.

Tabela II. 6 - Características iniciais do provete 3.

<b>UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIORA</b>		
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA		
LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA		
<b>ENSAIO EDOMÉTRICO</b>		
DATA : 11/02/2017	AMOSTRA N.º: 3	PROCESSO N.º: MESTRADO_EC
EDÓMETRO N.º: 1	LOCAL DE AMOSTRAGEM : Salinas, Ria de Aveiro	
Classificação: Unificada - <u>SM areia siltosa com finos orgânicos</u> A.A.S.H.O. - <u>A - 4</u>		
Descrição: Lodos recolhidos a 50 cm de profundidade.		
<b>CARACTERISTICAS INICIAIS DO PROVETE</b>		
Edometro n.º	1,00	
Peso do anel ( $P_a$ )	64,90	(g)
Área do anel ( $A$ )	32,67	(cm <sup>2</sup> )
Altura do provete ( $h_0$ )	2,00	(cm)
Peso do provete húmido+anel ( $P_1$ )	173,73	(g)
Peso do provete húmido ( $P_{ph}=P_1-P_a$ )	108,83	(g)
Volume inicial do provete ( $V_0$ )	65,35	(cm <sup>3</sup> )
Peso volúmico do provete ( $\gamma_t=P_{ph}/V_0$ )	1,67	(g/cm <sup>3</sup> )
Peso específico das partículas sólidas ( $\gamma_s$ )	2,51	(g/cm <sup>3</sup> )
Teor em água ( $W_0$ )	50,05	(%)
Peso volúmico seco do provete ( $\gamma_{d0}=100 \cdot \gamma_t / (100+W_0)$ )	1,11	(g/cm <sup>3</sup> )
Peso do provete seco ( $P_s=\gamma_{d0} \cdot V_0$ )	72,53	(g)
Altura reduzida (altura dos sólidos) ( $h_{s0}=P_s/(A \cdot \gamma_s)$ )	0,88	(cm)
Índice de vazios ( $e_0=(h_0-h_{s0})/h_{s0}$ )	1,26	
Grau de Saturação ( $S=\gamma_s \cdot W_0/e_0$ )	99,58	(%)
Observações:		
ENSAIOU:	CALCULOU:	VERIFICOU:

Tabela II. 7 - Boletim de registo de medições para o escalão de 8,70 a 31,21 kPa.

UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR									
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA									
LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 11/02/2017				AMOSTRA N.º: 3				PROCESSO N.º :Mestrado_EC	
EDÓMETRON.º : 1				LOCAL DE AMOSTRAGEM :Salinas, Ria de Aveiro					
Data	Hora	Tempo min	Raiz ( t )	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
11/02/2017	19:50	0,00	0,00	1,20	89,00	0,00	0,00	1,26	w=SATURADO
11/02/2017	19:50	0,00	0,00	8,70	89,00	0,00	0,00	1,26	
		0,25	0,50	8,70	119,00	0,06	0,06	1,25	
		0,50	0,71	8,70	130,00	0,08	0,08	1,25	
		1,00	1,00	8,70	148,00	0,12	0,12	1,25	
		2,25	1,50	8,70	189,00	0,20	0,20	1,24	
		4,00	2,00	8,70	220,00	0,26	0,26	1,23	
11/02/2017	20:00	10,00	3,16	8,70	289,00	0,40	0,40	1,22	
11/02/2017	20:00			8,70	289,00	0,40	0,40	1,22	
11/02/2017	20:00	0,00	0,00	16,20	289,00	0,00	0,40	1,22	
		0,25	0,50	16,20	323,00	0,07	0,47	1,21	
		0,50	0,71	16,20	344,00	0,11	0,51	1,20	
		1,00	1,00	16,20	353,00	0,13	0,53	1,20	
		2,25	1,50	16,20	371,00	0,16	0,56	1,20	
		4,00	2,00	16,20	392,00	0,21	0,61	1,19	
		8,00	2,83	16,20	418,00	0,26	0,66	1,19	
		16,00	4,00	16,20	461,00	0,34	0,74	1,18	
		30,00	5,48	16,20	489,00	0,40	0,80	1,17	
		50,00	7,07	16,20	502,00	0,43	0,83	1,17	
		60,00	7,75	16,20	504,00	0,43	0,83	1,17	
		90,00	9,49	16,20	512,00	0,45	0,85	1,17	
		120,00	10,95	16,20	515,00	0,45	0,85	1,17	
		150,00	12,25	16,20	517,00	0,46	0,86	1,16	
12/02/2017	17:18	1278,00	35,75	16,20	536,00	0,49	0,89	1,16	
12/02/2017	17:18			16,20	536,00	0,49	0,89	1,16	
12/02/2017	17:18	0,00	0,00	31,21	536,00	0,00	0,89	1,16	
		0,25	0,50	31,21	686,00	0,30	1,19	1,13	
		0,50	0,71	31,21	704,00	0,34	1,23	1,12	
		1,00	1,00	31,21	725,00	0,38	1,27	1,12	
		2,25	1,50	31,21	758,00	0,44	1,34	1,11	
		4,00	2,00	31,21	782,00	0,49	1,39	1,10	
		8,00	2,83	31,21	801,00	0,53	1,42	1,10	
		16,00	4,00	31,21	818,00	0,56	1,46	1,10	
		30,00	5,48	31,21	832,00	0,59	1,49	1,09	
		50,00	7,07	31,21	842,00	0,61	1,51	1,09	
		60,00	7,75	31,21	844,00	0,62	1,51	1,09	
		90,00	9,49	31,21	849,00	0,63	1,52	1,09	
		120,00	10,95	31,21	852,00	0,63	1,53	1,09	
		180,00	13,42	31,21	855,00	0,64	1,53	1,09	
13/02/2017	16:21	1377,00	37,11	31,21	871,00	0,67	1,56	1,085	
ENSAIOU:				CALCULOU:				VERIFICOU:	



Tabela II. 8 - Boletim de registo de medições para o escalão de 31,21 a 121,25 kPa.

UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR									
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA									
LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 12/02/2017				AMOSTRA N.º: 3				PROCESSO N.º :Mestrado_EC	
EDÓMETRON.º: 1				LOCAL DE AMOSTRAGEM : Salinas, Ria de Aveiro					
Data	Hora	Tempo min	Raiz (t)	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
13/02/2012	16:21			31,21	871,00	0,67	1,56	1,08	w=SATURADO
13/02/2017	16:21	0,00	0,00	61,22	871,00	0,00	1,56	1,08	
		0,25	0,50	61,22	999,00	0,26	1,82	1,06	
		0,50	0,71	61,22	1043,00	0,34	1,91	1,05	
		1,00	1,00	61,22	1107,00	0,47	2,04	1,03	
		2,25	1,50	61,22	1245,00	0,75	2,31	1,00	
		4,00	2,00	61,22	1277,00	0,81	2,38	0,99	
		8,00	2,83	61,22	1320,00	0,90	2,46	0,98	
		16,00	4,00	61,22	1385,00	1,03	2,59	0,97	
		30,00	5,48	61,22	1425,00	1,11	2,67	0,96	
		50,00	7,07	61,22	1452,00	1,16	2,73	0,95	
		60,00	7,75	61,22	1462,00	1,18	2,75	0,95	
		90,00	9,49	61,22	1479,00	1,22	2,78	0,95	
		120,00	10,95	61,22	1490,00	1,24	2,80	0,94	
		150,00	12,25	61,22	1498,00	1,25	2,82	0,94	
		180,00	13,42	61,22	1501,00	1,26	2,82	0,94	
14/02/2017	16:22	1441,00	37,96	61,22	1536,00	1,33	2,89	0,93	
14/02/2017	16:22			61,22	1536,00	1,33	2,89	0,93	
14/02/2017	16:22	0,00	0,00	121,25	1536,00	0,00	2,89	0,93	
		0,25	0,50	121,25	1596,00	0,12	3,01	0,92	
		0,50	0,71	121,25	1623,00	0,17	3,07	0,91	
		1,00	1,00	121,25	1642,00	0,21	3,11	0,91	
		2,25	1,50	121,25	1668,00	0,26	3,16	0,90	
		4,00	2,00	121,25	1698,00	0,32	3,22	0,90	
		8,00	2,83	121,25	1721,00	0,37	3,26	0,89	
		16,00	4,00	121,25	1737,00	0,40	3,30	0,89	
		30,00	5,48	121,25	1756,00	0,44	3,33	0,88	
		50,00	7,07	121,25	1769,00	0,47	3,36	0,88	
		60,00	7,75	121,25	1772,00	0,47	3,37	0,88	
		90,00	9,49	121,25	1781,00	0,49	3,38	0,88	
		120,00	10,95	121,25	1788,00	0,50	3,40	0,88	
		150,00	12,25	121,25	1794,00	0,52	3,41	0,88	
		180,00	13,42	121,25	1798,00	0,52	3,42	0,88	
15/02/2017	15:57	1415,00	37,62	121,25	1846,00	0,62	3,51	0,86	
ENSAIOU:				CALCULOU:				VERIFICOU:	

Tabela II. 9 - Boletim de registo de medições para o escalão de 121,25 a 481,41 kPa.

UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR									
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA									
LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 14/02/2017				AMOSTRA N.º: 3				PROCESSO N.º: Mestrado_EC	
EDÔMETRO N.º: 1				LOCAL DE AMOSTRAGEM : Salinas, Ria de Aveiro					
Data	Hora	Tempo min	Raiz ( t )	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
15/02/2017	15:57			121,25	1846,00	0,62	3,51	0,86	w=SATURADO
15/02/2017	15:57	0,00	0,00	241,30	1846,00	0,00	3,51	0,86	
		0,25	0,50	241,30	1923,00	0,15	3,67	0,85	
		0,50	0,71	241,30	1945,00	0,20	3,71	0,84	
		1,00	1,00	241,30	1964,00	0,24	3,75	0,84	
		2,25	1,50	241,30	1992,00	0,29	3,81	0,83	
		4,00	2,00	241,30	2 018,00	0,34	3,86	0,83	
		8,00	2,83	241,30	2 052,00	0,41	3,93	0,82	
		16,00	4,00	241,30	2 064,00	0,44	3,95	0,81	
		30,00	5,48	241,30	2 074,00	0,46	3,97	0,81	
		50,00	7,07	241,30	2 083,50	0,48	3,99	0,81	
		60,00	7,75	241,30	2 087,00	0,48	4,00	0,81	
		90,00	9,49	241,30	2 096,00	0,50	4,01	0,81	
		120,00	10,95	241,30	2 103,00	0,51	4,03	0,81	
		150,00	12,25	241,30	2 108,00	0,52	4,04	0,80	
180,00	13,42	241,30	2 112,00	0,53	4,05	0,80			
16/02/2017	15:35	1413,00	37,59	241,30	2 149,00	0,61	4,12	0,80	
16/02/2017	15:35			241,30	2 149,00	0,61	4,12	0,80	
16/02/2017	15:35	0,00	0,00	481,41	2 149,00	0,00	4,12	0,80	
		0,25	0,50	481,41	2 247,00	0,20	4,32	0,77	
		0,50	0,71	481,41	2 266,00	0,23	4,35	0,77	
		1,00	1,00	481,41	2 284,00	0,27	4,39	0,77	
		2,25	1,50	481,41	2 308,00	0,32	4,44	0,76	
		4,00	2,00	481,41	2 330,00	0,36	4,48	0,75	
		8,00	2,83	481,41	2 361,00	0,42	4,54	0,75	
		16,00	4,00	481,41	2 379,00	0,46	4,58	0,74	
		30,00	5,48	481,41	2 389,00	0,48	4,60	0,74	
		50,00	7,07	481,41	2 399,00	0,50	4,62	0,74	
		60,00	7,75	481,41	2 402,00	0,51	4,63	0,74	
		90,00	9,49	481,41	2 408,00	0,52	4,64	0,74	
		120,00	10,95	481,41	2 414,00	0,53	4,65	0,74	
		150,00	12,25	481,41	2 417,00	0,54	4,66	0,74	
180,00	13,42	481,41	2 420,00	0,54	4,66	0,73			
17/02/2017		1440,00	37,95	481,41	2 458,00	0,62	4,74	0,73	
ENSAIOU:				CALCULOU:				VERIFICOU:	

Tabela II. 10 - Boletim de registo de medições para o escalão de 481,41 a 961,62 kPa.

UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR									
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA									
LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 16/02/2017				AMOSTRA N.º : 1				PROCESSO N.º : Mestrado_EC	
EDÓMETRON.º : 3				LOCAL DE AMOSTRAGEM : Salinas, Ria de Aveiro					
Data	Hora	Tempo min	Raiz ( t )	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
17/02/2017	14:52			481,41	2 458,00	0,62	4,74	0,73	w=Saturado
17/02/2017	14:52	0,00	0,00	961,62	2 430,00	0,00	4,68	0,73	
		0,25	0,50	961,62	2 563,00	0,27	4,95	0,70	
		0,50	0,71	961,62	2 601,00	0,34	5,02	0,69	
		1,00	1,00	961,62	2 612,00	0,36	5,05	0,69	
		2,25	1,50	961,62	2 632,00	0,40	5,09	0,69	
		4,00	2,00	961,62	2 648,00	0,44	5,12	0,68	
		8,00	2,83	961,62	2 675,00	0,49	5,17	0,68	
		16,00	4,00	961,62	2 695,00	0,53	5,21	0,67	
		30,00	5,48	961,62	2 710,00	0,56	5,24	0,67	
		50,00	7,07	961,62	2 718,00	0,58	5,26	0,67	
		60,00	7,75	961,62	2 720,00	0,58	5,26	0,67	
		90,00	9,49	961,62	2 724,00	0,59	5,27	0,67	
		120,00	10,95	961,62	2 727,00	0,59	5,28	0,66	
		150,00	12,25	961,62	2 729,00	0,60	5,28	0,66	
		180,00	13,42	961,62	2 731,00	0,60	5,28	0,66	
18/02/2017	15:53	1501,00	38,74	961,62	2 758,00	0,66	5,34	0,66	
18/02/2017	15:55			961,62	2 758,00	0,66	5,34	0,66	
18/02/2017	15:55			481,41	2 738,00	0,00	5,30	0,66	
19/02/2017				481,41	2 736,00	0,00	5,29	0,66	
19/02/2017	15:00			481,41	2 736,00	0,00	5,29	0,66	
19/02/2017	15:00			120	2 550,00	-0,38	4,92	0,70	
20/02/2017	15:00			120	2 441,00	-0,59	4,70	0,73	
ENSAIOU:				CALCULOU:				VERIFICOU:	

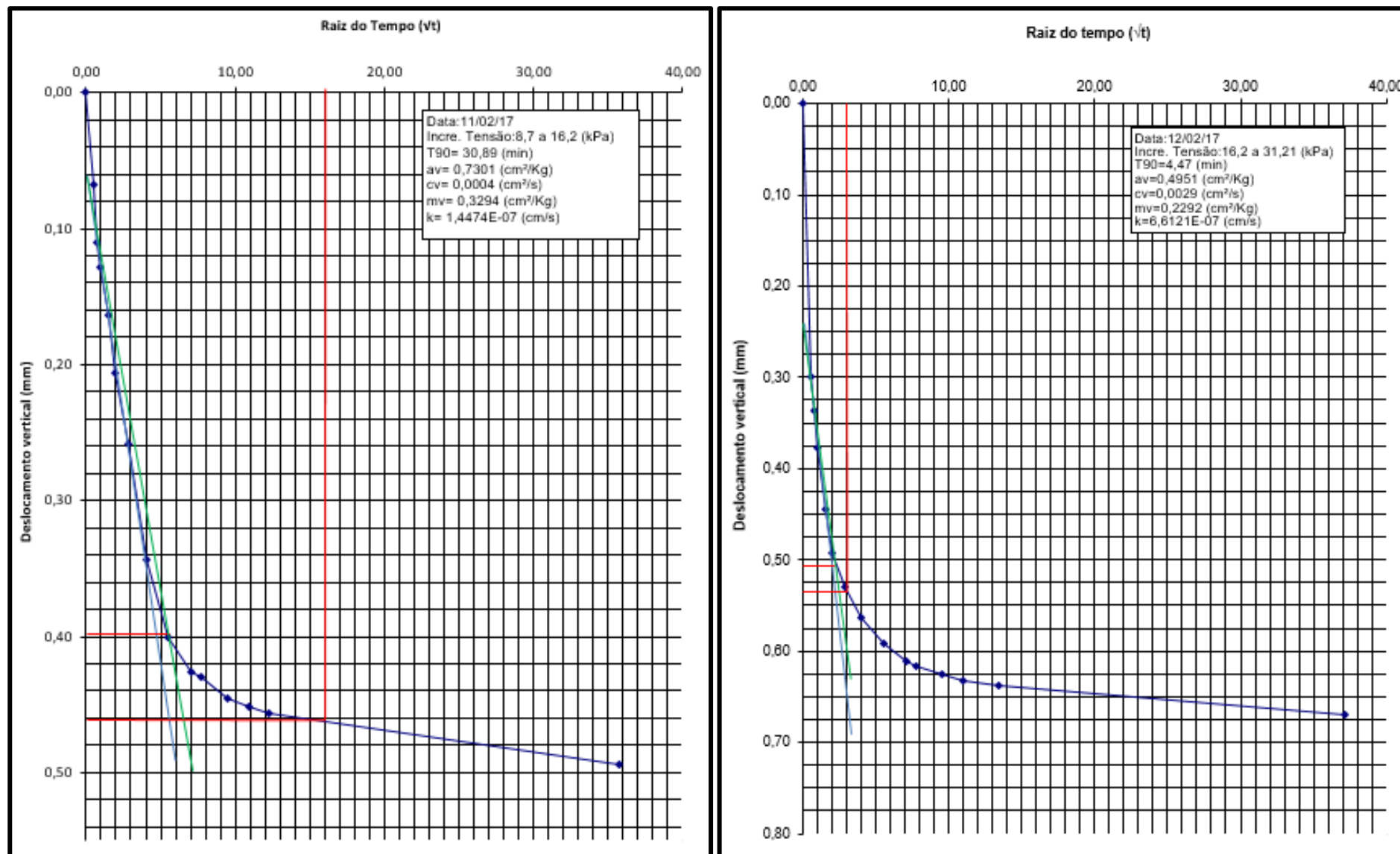


Figura II. 8 - Gráficos do *deslocamento vertical versus raiz do tempo*, para avaliação do  $t_{90}$  dos escalões de carga de 8,70 a 16,20 kPa e 16,2 a 31,21 kPa.

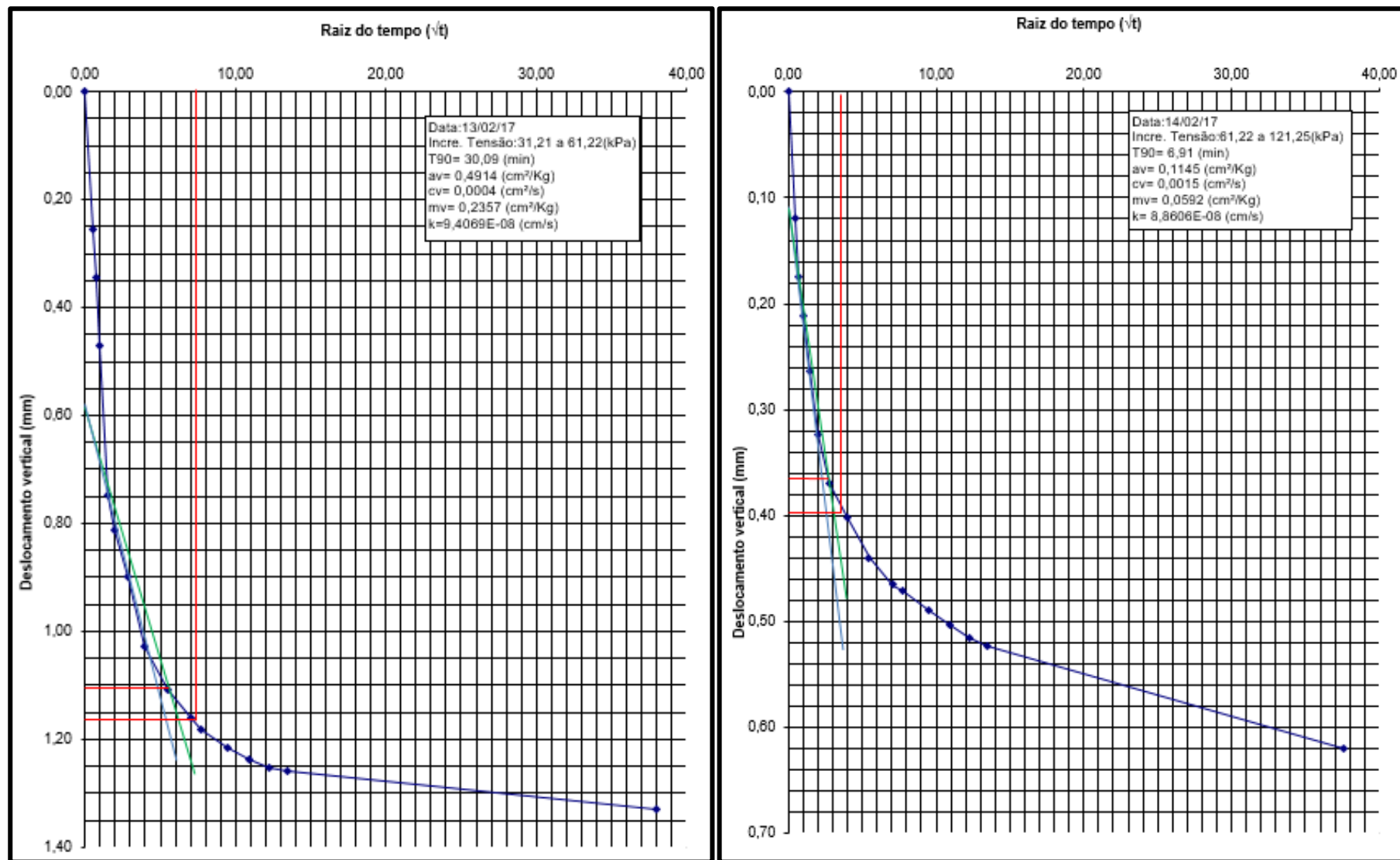


Figura II. 9 - Gráficos do *deslocamento vertical versus raiz do tempo*, para avaliação do  $t_{90}$  dos escalões de carga de 31,21 a 61,22 kPa e 61,22 a 121,25 kPa.

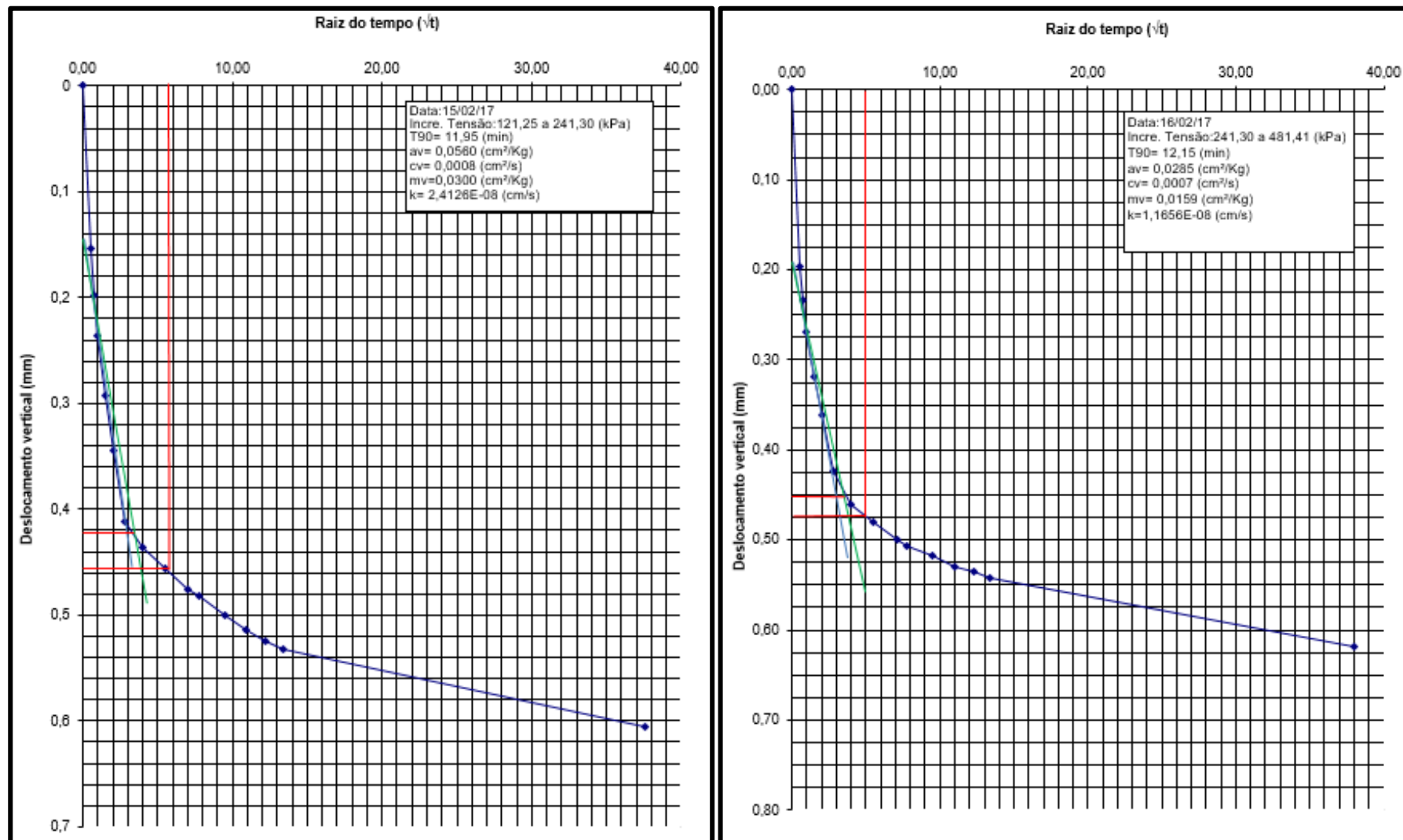


Figura II. 10 - Gráficos do *deslocamento vertical versus raiz do tempo*, para avaliação do  $t_{90}$  dos escalões de carga de 121,25 a 241,3 kPa e 241,3 a 481,41 kPa.

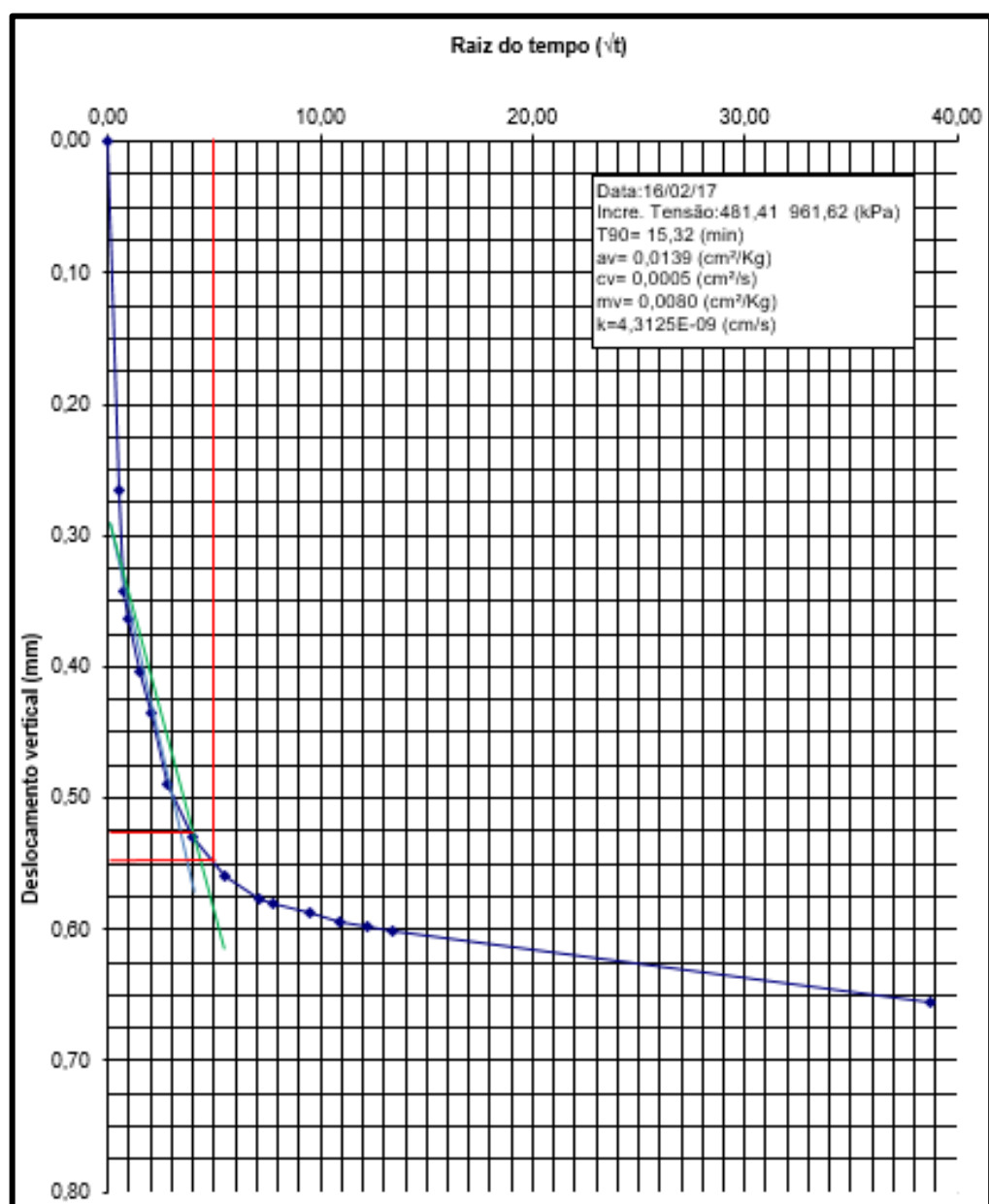


Figura II. 11 - Gráfico do *deslocamento vertical versus raiz do tempo*, para avaliação do  $t_{90}$  do escalão de carga de 481,41 a 961,62 kPa.

3) Provete 4 - Salinas -Rem.

Tabela II. 11 - Características iniciais do provete 4.

<b>UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR</b> DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA <b>LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA</b>																										
<b>ENSAIO EDOMÉTRICO</b>																										
DATA : 13/03/2017	AMOSTRA N.º : 4	PROCESSO N.º: MESTRADO_EC																								
EDÓMETRO N.º : 3	LOCAL DE AMOSTRAGEM : Salinas, Ria de Aveiro																									
Classificação: Unificada - SM areia siltosa com finos orgânicos <span style="float: right;">A.A.S.H.O.- A - 4</span>																										
<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; min-height: 30px;">           Descrição: Lodos recolhidos a 50 cm de profundidade.         </div>																										
<b>CARACTERISTICAS INICIAIS DO PROVETE</b>																										
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 70%;">Edometro n.º</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">3,00</td> <td style="width: 15%;"></td> </tr> <tr> <td>Peso do anel (<math>P_a</math>)</td> <td style="text-align: center;">65,30</td> <td style="text-align: center;">(g)</td> </tr> <tr> <td>Área do anel (<math>A</math>)</td> <td style="text-align: center;">32,67</td> <td style="text-align: center;">(cm²)</td> </tr> <tr> <td>Altura do provete (<math>h_0</math>)</td> <td style="text-align: center;">2,00</td> <td style="text-align: center;">(cm)</td> </tr> <tr> <td>Peso do provete húmido+anel (<math>P_1</math>)</td> <td style="text-align: center;">174,85</td> <td style="text-align: center;">(g)</td> </tr> <tr> <td>Peso do provete húmido (<math>P_{ph}=P_1-P_a</math>)</td> <td style="text-align: center;">109,55</td> <td style="text-align: center;">(g)</td> </tr> <tr> <td>Volume inicial do provete (<math>V_0</math>)</td> <td style="text-align: center;">65,35</td> <td style="text-align: center;">(cm³)</td> </tr> <tr> <td>Peso volúmico do provete (<math>\gamma_t=P_{ph}/V_0</math>)</td> <td style="text-align: center;">1,68</td> <td style="text-align: center;">(g/cm³)</td> </tr> </table>			Edometro n.º	3,00		Peso do anel ( $P_a$ )	65,30	(g)	Área do anel ( $A$ )	32,67	(cm²)	Altura do provete ( $h_0$ )	2,00	(cm)	Peso do provete húmido+anel ( $P_1$ )	174,85	(g)	Peso do provete húmido ( $P_{ph}=P_1-P_a$ )	109,55	(g)	Volume inicial do provete ( $V_0$ )	65,35	(cm³)	Peso volúmico do provete ( $\gamma_t=P_{ph}/V_0$ )	1,68	(g/cm³)
Edometro n.º	3,00																									
Peso do anel ( $P_a$ )	65,30	(g)																								
Área do anel ( $A$ )	32,67	(cm²)																								
Altura do provete ( $h_0$ )	2,00	(cm)																								
Peso do provete húmido+anel ( $P_1$ )	174,85	(g)																								
Peso do provete húmido ( $P_{ph}=P_1-P_a$ )	109,55	(g)																								
Volume inicial do provete ( $V_0$ )	65,35	(cm³)																								
Peso volúmico do provete ( $\gamma_t=P_{ph}/V_0$ )	1,68	(g/cm³)																								
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 70%;">Peso específico das partículas sólidas (<math>\gamma_s</math>)</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">2,51</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">(g/cm³)</td> </tr> <tr> <td>Teor em água (<math>W_0</math>)</td> <td style="text-align: center;">48,70</td> <td style="text-align: center;">(%)</td> </tr> </table>			Peso específico das partículas sólidas ( $\gamma_s$ )	2,51	(g/cm³)	Teor em água ( $W_0$ )	48,70	(%)																		
Peso específico das partículas sólidas ( $\gamma_s$ )	2,51	(g/cm³)																								
Teor em água ( $W_0$ )	48,70	(%)																								
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 70%;">Peso volúmico seco do provete (<math>\gamma_{d0}=100 \cdot \gamma_t / (100+W_0)</math>)</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">1,13</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">(g/cm³)</td> </tr> <tr> <td>Peso do provete seco (<math>P_s=\gamma_{d0} \cdot V_0</math>)</td> <td style="text-align: center;">73,67</td> <td style="text-align: center;">(g)</td> </tr> <tr> <td>Altura reduzida (altura dos sólidos) (<math>h_{s0}=P_s/(A \cdot \gamma_s)</math>)</td> <td style="text-align: center;">0,90</td> <td style="text-align: center;">(cm)</td> </tr> <tr> <td>Índice de vazios (<math>e_0=(h_0-h_{s0})/h_{s0}</math>)</td> <td style="text-align: center;">1,23</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Grau de Saturação (<math>S=\gamma_s \cdot W_0 / e_0</math>)</td> <td style="text-align: center;">99,67</td> <td style="text-align: center;">(%)</td> </tr> </table>			Peso volúmico seco do provete ( $\gamma_{d0}=100 \cdot \gamma_t / (100+W_0)$ )	1,13	(g/cm³)	Peso do provete seco ( $P_s=\gamma_{d0} \cdot V_0$ )	73,67	(g)	Altura reduzida (altura dos sólidos) ( $h_{s0}=P_s/(A \cdot \gamma_s)$ )	0,90	(cm)	Índice de vazios ( $e_0=(h_0-h_{s0})/h_{s0}$ )	1,23		Grau de Saturação ( $S=\gamma_s \cdot W_0 / e_0$ )	99,67	(%)									
Peso volúmico seco do provete ( $\gamma_{d0}=100 \cdot \gamma_t / (100+W_0)$ )	1,13	(g/cm³)																								
Peso do provete seco ( $P_s=\gamma_{d0} \cdot V_0$ )	73,67	(g)																								
Altura reduzida (altura dos sólidos) ( $h_{s0}=P_s/(A \cdot \gamma_s)$ )	0,90	(cm)																								
Índice de vazios ( $e_0=(h_0-h_{s0})/h_{s0}$ )	1,23																									
Grau de Saturação ( $S=\gamma_s \cdot W_0 / e_0$ )	99,67	(%)																								
<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; min-height: 40px;">           Observações:         </div>																										
ENSAIOU:	CALCULOU:	VERIFICOU:																								



Tabela II. 12 - Boletim de registo de medições do primeiro patamar de carga para o escalão de carga de 16,2 a 61,22 kPa.

UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR									
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA									
LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 11/02/2017				AMOSTRA N.º: 3				PROCESSO N.º:Mestrado_EC	
EDÓMETRON.º: 1				LOCAL DE AMOSTRAGEM :Salinas, Ria de Aveiro					
Data	Hora	Tempo min	Raiz ( t )	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
13/03/2017	14:30			120	847,00	0,00	0,00	123	w=SATURADO
13/03/2017	14:31	0,00	0,00	16,20	847,00	0,00	0,00	123	
		0,25	0,50	16,20	1174,00	0,65	0,65	1,15	
		0,50	0,71	16,20	1311,00	0,93	0,93	1,12	
		1,00	1,00	16,20	1427,00	1,16	1,16	1,10	
		2,00	1,41	16,20	1632,00	1,57	1,57	1,05	
		4,00	2,00	16,20	1718,00	1,74	1,74	1,03	
		8,00	2,83	16,20	1829,00	1,96	1,96	1,01	
		15,00	3,87	16,20	1987,00	2,28	2,28	0,97	
		30,00	5,48	16,20	2135,00	2,58	2,58	0,94	
		60,00	7,75	16,20	2187,00	2,68	2,68	0,93	
		120,00	10,95	16,20	2218,00	2,74	2,74	0,92	
		180,00	13,42	16,20	2226,00	2,76	2,76	0,92	
14/03/2017	13:11	1360,00	36,88	16,20	2259,00	2,82	2,82	0,91	
14/03/2017	13:11			16,20	2259,00	2,82	2,82	0,91	
14/03/2017	13:12	0,00	0,00	3121	2259,00	0,00	2,82	0,91	
		0,25	0,50	3121	2307,00	0,10	2,92	0,90	
		0,50	0,71	3121	2314,00	0,11	2,93	0,90	
		1,00	1,00	3121	2328,00	0,14	2,96	0,90	
		2,00	1,41	3121	2336,00	0,15	2,98	0,89	
		4,00	2,00	3121	2355,00	0,19	3,02	0,89	
		8,00	2,83	3121	2371,00	0,22	3,05	0,89	
		15,00	3,87	3121	2394,00	0,27	3,09	0,88	
		30,00	5,48	3121	2420,00	0,32	3,15	0,88	
		60,00	7,75	3121	2438,00	0,36	3,18	0,87	
		120,00	10,95	3121	2451,00	0,38	3,21	0,87	
		180,00	13,42	3121	2458,00	0,40	3,22	0,87	
15/03/2017	14:55	1543,00	39,28	3121	2492,00	0,47	3,29	0,86	
15/03/2017	14:55			3121	2492,00	0,47	3,29	0,86	
15/03/2017	14:55	0,00	0,00	6122	2492,00	0,00	3,29	0,86	
		0,25	0,50	6122	2534,00	0,08	3,37	0,85	
		0,50	0,71	6122	2545,00	0,11	3,40	0,85	
		1,00	1,00	6122	2561,00	0,14	3,43	0,84	
		2,00	1,41	6122	2582,00	0,18	3,47	0,84	
		4,00	2,00	6122	2600,00	0,22	3,51	0,84	
		8,00	2,83	6122	2621,00	0,26	3,55	0,83	
		15,00	3,87	6122	2636,00	0,29	3,58	0,83	
		30,00	5,48	6122	2651,00	0,32	3,61	0,82	
		60,00	7,75	6122	2665,00	0,35	3,64	0,82	
		120,00	10,95	6122	2679,00	0,37	3,66	0,82	
		180,00	13,42	6122	2686,00	0,39	3,68	0,82	
16/03/2017	14:34	1419,00	37,67	6122	2724,00	0,46	3,75	0,81	
ENSAIOU:				CALCULOU:				VERIFICOU:	

Tabela II. 13 - Boletim de registo de medições do primeiro patamar de carga para o escalão de carga de 61,22 a 121,25 kPa, com descarga e respetivo patamar de recarga para o escalão de 16,2 kPa.

UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR									
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA									
LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 12/02/2017				AMOSTRA N.º: 3				PROCESSO N.º:Mestrado_EC	
EDÓMETRON.º: 1				LOCAL DE AMOSTRAGEM : Salinas, Ria de Aveiro					
Data	Hora	Tempo min	Raiz ( t )	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
16/03/2017	14:34	0,00	0,00	61,22	2 724,00	0,46	3,75	0,81	w=Saturado
16/03/2017	14:34	0,00	0,00	121,25	2 724,00	0,00	3,75	0,81	
		0,25	0,50	121,25	2 864,00	0,28	4,03	0,78	
		0,50	0,71	121,25	2 904,00	0,36	4,11	0,77	
		1,00	1,00	121,25	2 964,00	0,48	4,23	0,76	
		2,00	1,41	121,25	3 050,00	0,65	4,41	0,74	
		4,00	2,00	121,25	3 162,00	0,88	4,63	0,71	
		8,00	2,83	121,25	3 234,00	1,02	4,77	0,69	
		15,00	3,87	121,25	3 280,00	1,11	4,87	0,68	
		30,00	5,48	121,25	3 316,00	1,18	4,94	0,68	
		60,00	7,75	121,25	3 332,00	1,22	4,97	0,67	
		120,00	10,95	121,25	3 349,00	1,25	5,00	0,67	
		180,00	13,42	121,25	3 360,00	1,27	5,03	0,67	
17/03/2017	14:34	1446,00	38,03	121,25	3 408,00	1,37	5,12	0,66	
17/03/2017	14:40			121,25	3 408,00	1,37	5,12	0,66	
17/03/2017	14:40			61,22	3 403,00	0,00	5,11	0,66	
18/03/2017	14:41			61,22	3 401,00	0,00	5,11	0,66	
18/03/2017	14:01			61,22	3 401,00	0,00	5,11	0,66	
18/03/2017	14:01			1,20	3 327,00	-0,15	4,96	0,67	
19/03/2017	14:01			1,20	3 284,00	-0,23	4,87	0,68	
19/03/2017	14:01	0,00	0,00	1,20	3 284,00	-0,23	4,87	0,68	
		0,00	0,00	16,20	3 284,00	0,00	4,87	0,68	
		0,25	0,50	16,20	3 299,00	0,03	4,90	0,68	
		0,50	0,71	16,20	3 301,00	0,03	4,91	0,68	
		1,00	1,00	16,20	3 303,00	0,04	4,91	0,68	
		2,00	1,41	16,20	3 305,00	0,04	4,92	0,68	
		4,00	2,00	16,20	3 308,00	0,05	4,92	0,68	
		8,00	2,83	16,20	3 309,00	0,05	4,92	0,68	
		15,00	3,87	16,20	3 310,00	0,05	4,93	0,68	
		30,00	5,48	16,20	3 310,50	0,05	4,93	0,68	
		60,00	7,75	16,20	3 311,00	0,05	4,93	0,68	
		120,00	10,95	16,20	3 311,50	0,06	4,93	0,68	
		180,00	13,42	16,20	3 311,75	0,06	4,93	0,68	
20/03/2017	15:04	1503,00	38,77	16,20	3 313,00	0,06	4,93	0,68	
ENSAIOU:				CALCULOU:				VERIFICOU:	

Tabela II. 14 - Boletim de registo de medições do patamar de recarga para o escalão de 16,20 a 121,25 kPa.

UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR									
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA									
LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 14/02/2017				AMOSTRA N.º: 3				PROCESSO N.º: Mestrado_EC	
EDÓMETRON.º: 1				LOCAL DE AMOSTRAGEM : Salinas, Ria de Aveiro					
Data	Hora	Tempo min	Raiz ( t )	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
20/03/2017	15:04			16,20	3 313,00	0,06	4,93	0,68	w=Saturado
20/03/2017	15:04	0,00	0,00	3121	3 313,00	0,00	4,93	0,68	
		0,25	0,50	3121	3 324,00	0,02	4,95	0,67	
		0,50	0,71	3121	3 326,00	0,03	4,96	0,67	
		1,00	1,00	3121	3 329,00	0,03	4,96	0,67	
		2,00	1,41	3121	3 332,00	0,04	4,97	0,67	
		4,00	2,00	3121	3 334,00	0,04	4,97	0,67	
		8,00	2,83	3121	3 335,00	0,04	4,98	0,67	
		15,00	3,87	3121	3 336,00	0,05	4,98	0,67	
		30,00	5,48	3121	3 337,00	0,05	4,98	0,67	
		60,00	7,75	3121	3 338,00	0,05	4,98	0,67	
		120,00	10,95	3121	3 339,00	0,05	4,98	0,67	
		180,00	13,42	3121	3 339,50	0,05	4,99	0,67	
21/03/2017	15:35	1471,00	38,35	3121	3 341,00	0,06	4,99	0,67	
21/03/2017	15:35			3121	3 341,00	0,06	4,99	0,67	
21/03/2017	15:35	0,00	0,00	6122	3 341,00	0,00	4,99	0,67	
		0,25	0,50	6122	3 358,00	0,03	5,02	0,67	
		0,50	0,71	6122	3 361,00	0,04	5,03	0,67	
		1,00	1,00	6122	3 364,00	0,05	5,03	0,67	
		2,00	1,41	6122	3 367,50	0,05	5,04	0,67	
		4,00	2,00	6122	3 369,50	0,06	5,05	0,66	
		8,00	2,83	6122	3 370,75	0,06	5,05	0,66	
		15,00	3,87	6122	3 371,75	0,06	5,05	0,66	
		30,00	5,48	6122	3 373,00	0,06	5,05	0,66	
		60,00	7,75	6122	3 374,25	0,07	5,05	0,66	
		120,00	10,95	6122	3 376,00	0,07	5,06	0,66	
		180,00	13,42	6122	3 377,00	0,07	5,06	0,66	
22/03/2017	14:01	1377,00	37,11	6122	3 380,00	0,08	5,07	0,66	
22/03/2017	14:01			6122	3 380,00	0,08	5,07	0,66	
22/03/2017	14:01	0,00	0,00	12125	3 380,00	0,00	5,07	0,66	
		0,25	0,50	12125	3 409,00	0,06	5,12	0,66	
		0,50	0,71	12125	3 412,00	0,06	5,13	0,66	
		1,00	1,00	12125	3 416,00	0,07	5,14	0,65	
		2,00	1,41	12125	3 420,00	0,08	5,15	0,65	
		4,00	2,00	12125	3 425,00	0,09	5,16	0,65	
		8,00	2,83	12125	3 429,00	0,10	5,16	0,65	
		15,00	3,87	12125	3 432,00	0,10	5,17	0,65	
		30,00	5,48	12125	3 435,50	0,11	5,18	0,65	
		60,00	7,75	12125	3 439,00	0,12	5,18	0,65	
		120,00	10,95	12125	3 443,50	0,13	5,19	0,65	
		180,00	13,42	12125	3 446,00	0,13	5,20	0,65	
23/03/2017	14:58	1497,00	38,69	12125	3 461,00	0,16	5,23	0,64	
ENSAIOU:				CALCULOU:			VERIFICOU:		

Tabela II. 15 - Boletim de registo de medições do patamar de recarga para o escalão de 121,25 a 961,62 kPa.

UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR									
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA									
LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 16/02/2017				AMOSTRA N.º : 1				PROCESSO N.º : Mestrado_EC	
EDÓMETRON N.º : 3				LOCAL DE AMOSTRAGEM : Salinas, Ria de Aveiro					
Data	Hora	Tempo min	Raiz ( t )	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
23/03/2017	14:58			12125	3 461,00	0,16	5,23	0,64	w=Saturado
23/03/2017	14:58	0,00	0,00	24130	3 461,00	0,00	5,23	0,64	
		0,25	0,50	24130	3 534,00	0,15	5,37	0,63	
		0,50	0,71	24130	3 545,00	0,17	5,40	0,63	
		1,00	1,00	24130	3 559,00	0,20	5,42	0,62	
		2,00	1,41	24130	3 576,00	0,23	5,46	0,62	
		4,00	2,00	24130	3 595,00	0,27	5,50	0,61	
		8,00	2,83	24130	3 611,00	0,30	5,53	0,61	
		15,00	3,87	24130	3 626,00	0,33	5,56	0,61	
		30,00	5,48	24130	3 642,00	0,36	5,59	0,60	
		60,00	7,75	24130	3 657,00	0,39	5,62	0,60	
		120,00	10,95	24130	3 672,00	0,42	5,65	0,60	
		180,00	13,42	24130	3 681,00	0,44	5,67	0,60	
24/03/2017	16:22	1524,00	39,04	24130	3 729,00	0,54	5,76	0,58	
24/03/2017	16:22			24130	3 729,00	0,54	5,76	0,58	
24/03/2017	16:22	0,00	0,00	48141	3 729,00	0,00	5,76	0,58	
		0,25	0,50	48141	3 813,00	0,17	5,93	0,57	
		0,50	0,71	48141	3 831,00	0,20	5,97	0,56	
		1,00	1,00	48141	3 851,00	0,24	6,01	0,56	
		2,00	1,41	48141	3 874,00	0,29	6,05	0,55	
		4,00	2,00	48141	3 899,00	0,34	6,10	0,55	
		8,00	2,83	48141	3 917,00	0,38	6,14	0,54	
		15,00	3,87	48141	3 933,00	0,41	6,17	0,54	
		30,00	5,48	48141	3 948,00	0,44	6,20	0,54	
		60,00	7,75	48141	3 965,00	0,47	6,24	0,53	
		120,00	10,95	48141	3 981,00	0,50	6,27	0,53	
		180,00	13,42	48141	3 988,00	0,52	6,28	0,53	
25/03/2017	14:30	1552,00	39,40	48141	4 026,00	0,59	6,36	0,52	
25/03/2017	14:30			48141	4 026,00	0,59	6,36	0,52	
26/03/2017	15:30	0,00	0,00	96162	4 026,00	0,00	6,36	0,52	
		0,25	0,50	96162	4 151,00	0,25	6,61	0,49	
		0,50	0,71	96162	4 184,00	0,32	6,67	0,48	
		1,00	1,00	96162	4 201,00	0,35	6,71	0,48	
		2,00	1,41	96162	4 230,00	0,41	6,77	0,47	
		4,00	2,00	96162	4 254,00	0,46	6,81	0,47	
		8,00	2,83	96162	4 267,00	0,48	6,84	0,46	
		15,00	3,87	96162	4 282,00	0,51	6,87	0,46	
		30,00	5,48	96162	4 296,00	0,54	6,90	0,46	
		60,00	7,75	96162	4 311,00	0,57	6,93	0,46	
		120,00	10,95	96162	4 323,00	0,59	6,95	0,45	
		180,00	13,42	96162	4 329,00	0,61	6,96	0,45	
26/03/2017	14:34	1386,00	37,23	96162	4 359,00	0,67	7,02	0,44	
ENSAIOU:				CALCULOU:			VERIFICOU:		

Tabela II. 16 - Boletim de registo de medições da descarga do patamar de recarga.

UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR									
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA									
LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 16/02/2017				AMOSTRA N.º : 1				PROCESSO N.º : Mestrado_EC	
EDÓMETRON.º : 3				LOCAL DE AMOSTRAGEM : Salinas, Ria de Aveiro					
Data	Hora	Tempo min	Raiz ( t )	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
26/03/2017	14:34			120	4 359,00	0,67	7,02	0,44	w=Saturado
26/03/2017	14:34			120	4 359,00	0,00	7,02	0,44	
27/03/2017	14:34			120	4 044,00	-0,63	6,39	0,51	
ENSAIOU:				CALCULOU:				VERIFICOU:	

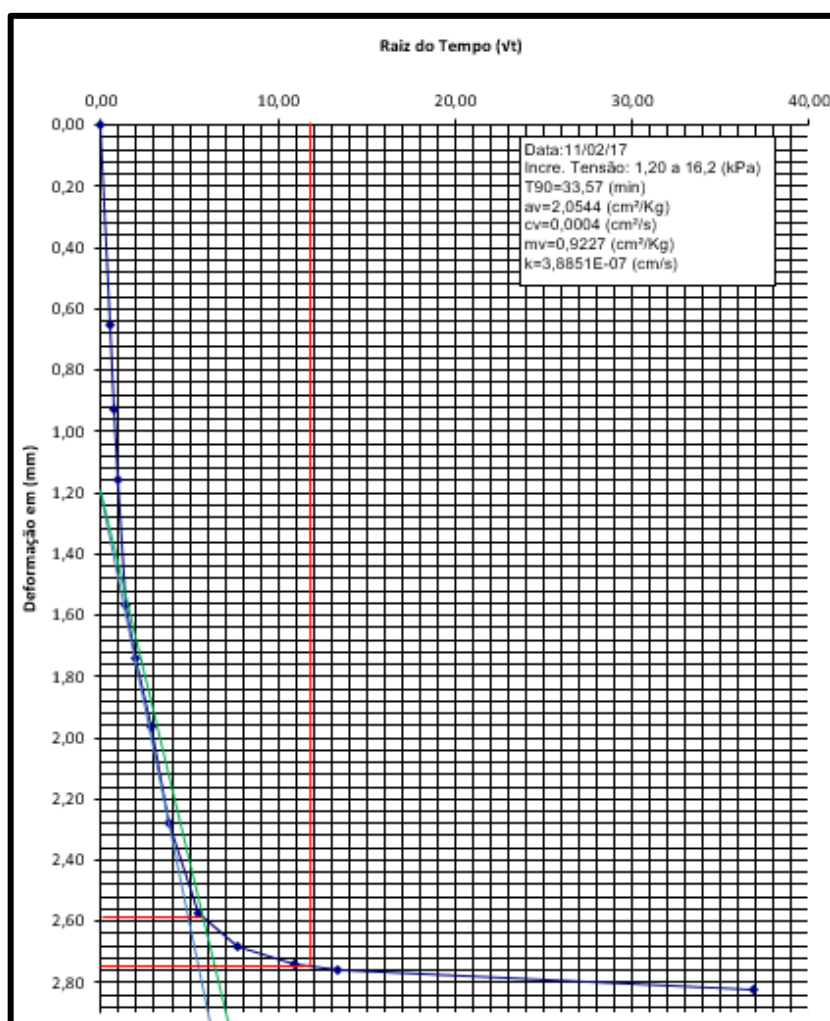


Figura II. 12 - Gráfico do *deslocamento vertical versus raiz do tempo*, para avaliação do  $t_{90}$  do escalão de carga de 1,20 a 16,2 kPa.

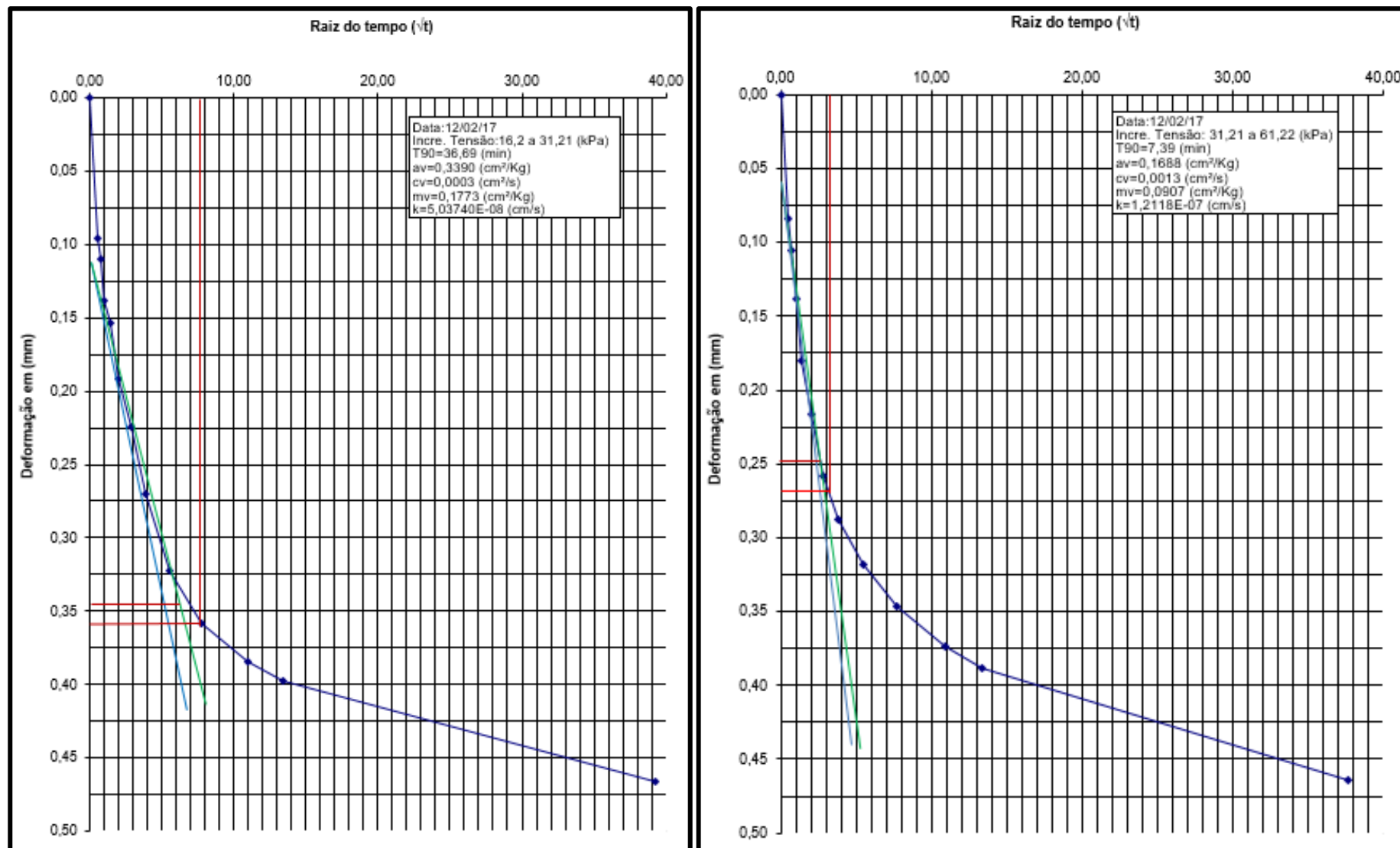


Figura II. 13 - Gráficos do *deslocamento vertical versus raiz do tempo*, para avaliação do  $t_{90}$  dos escalões de carga de 16,2 a 31,21 kPa e 31,21 a 61,22 kPa.

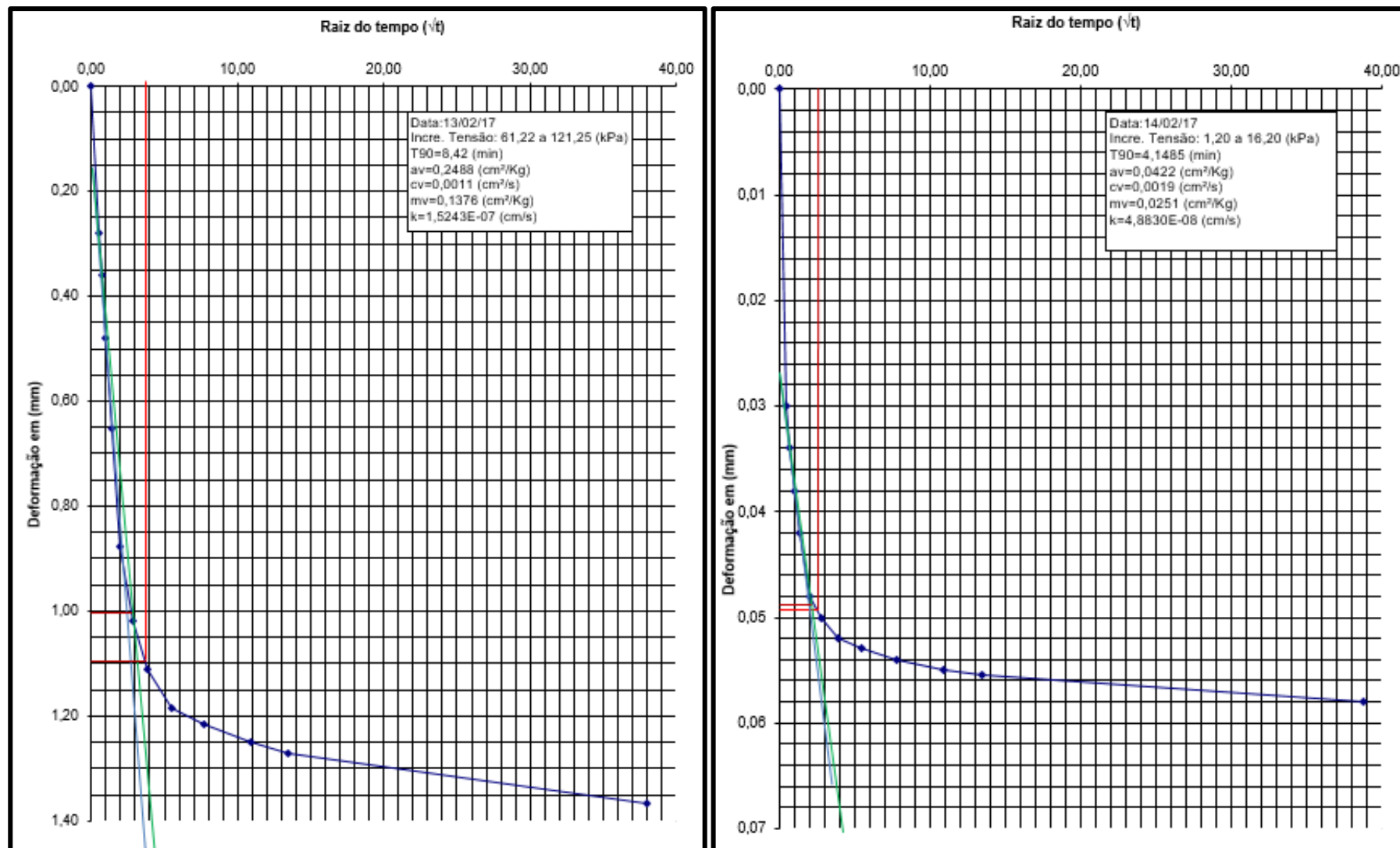


Figura II. 14 - Gráficos do deslocamento vertical versus raiz do tempo, para avaliação do  $t_{90}$  dos escalões de carga de 61,22 a 121,25 kPa e 1,2 a 16,2 kPa (Recarga).

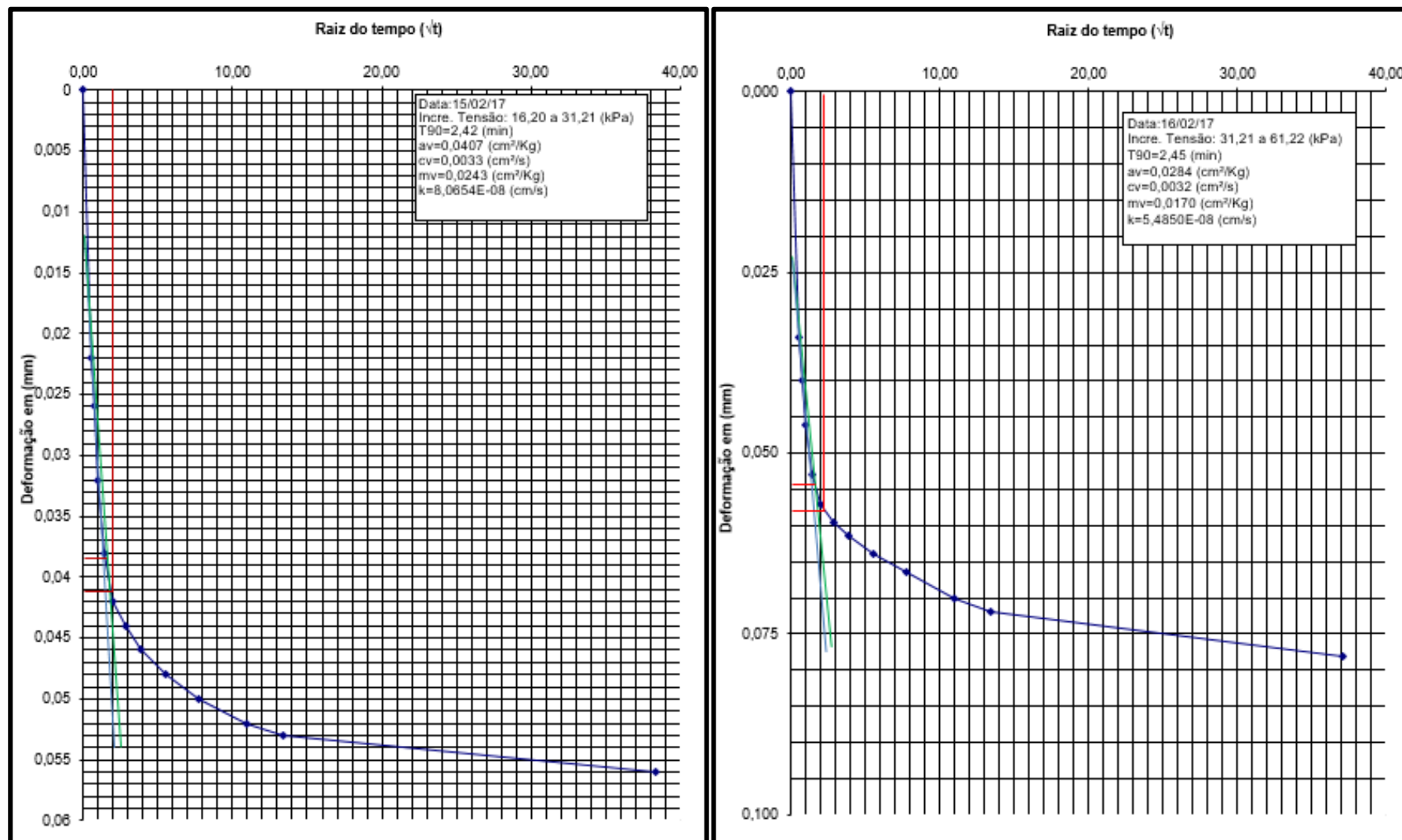


Figura II. 15 - Gráficos do *deslocamento vertical versus raiz do tempo*, para avaliação do  $t_{90}$  dos escalões de carga de 16,2 a 31,21 kPa e 31,21 a 61,22 kPa (Recarga).



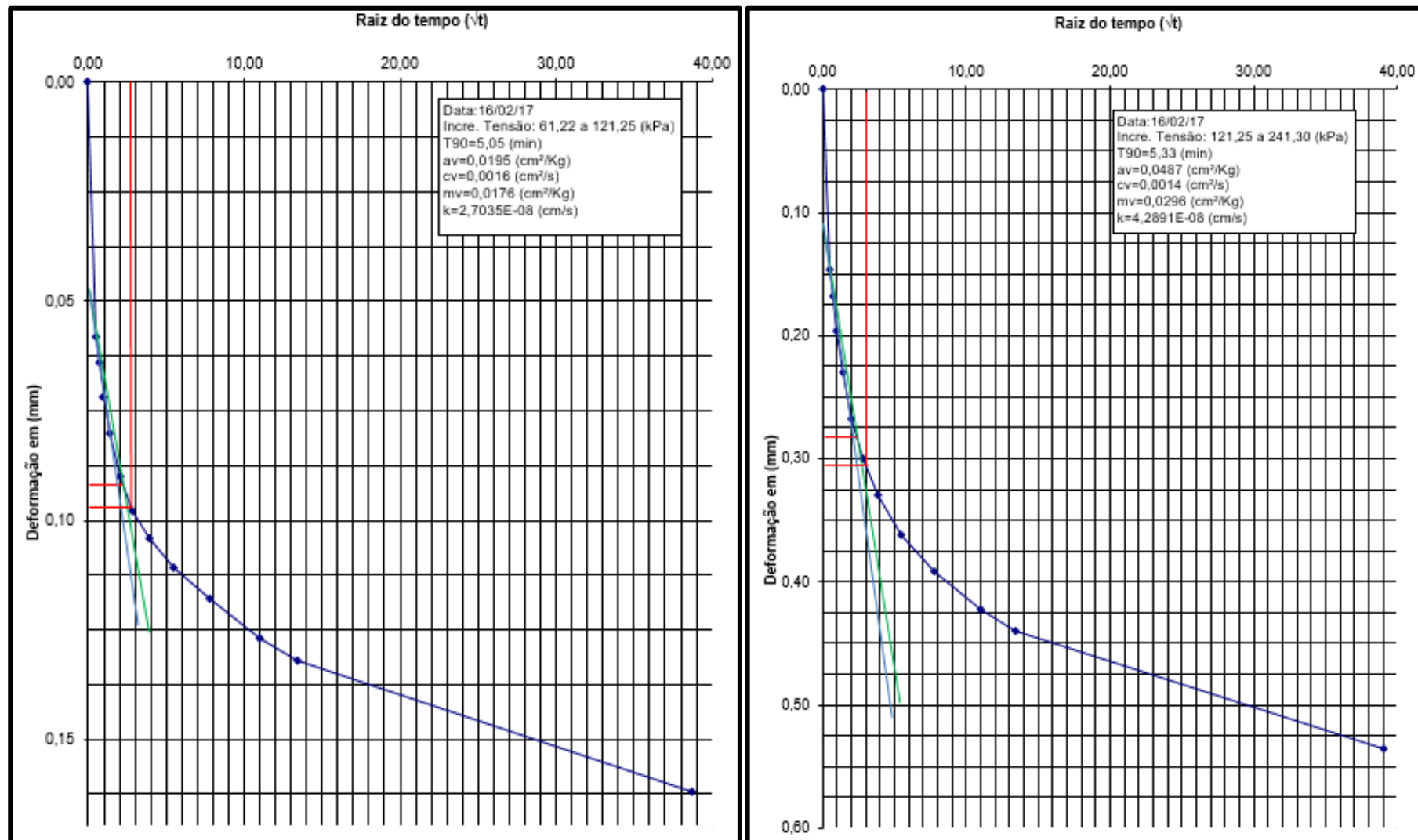


Figura II. 16 - Gráficos do deslocamento vertical versus raiz do tempo, para avaliação do  $t_{90}$  dos escalões de carga de 61,22 a 121,25 kPa e 121,25 a 241,3 kPa (Recarga).

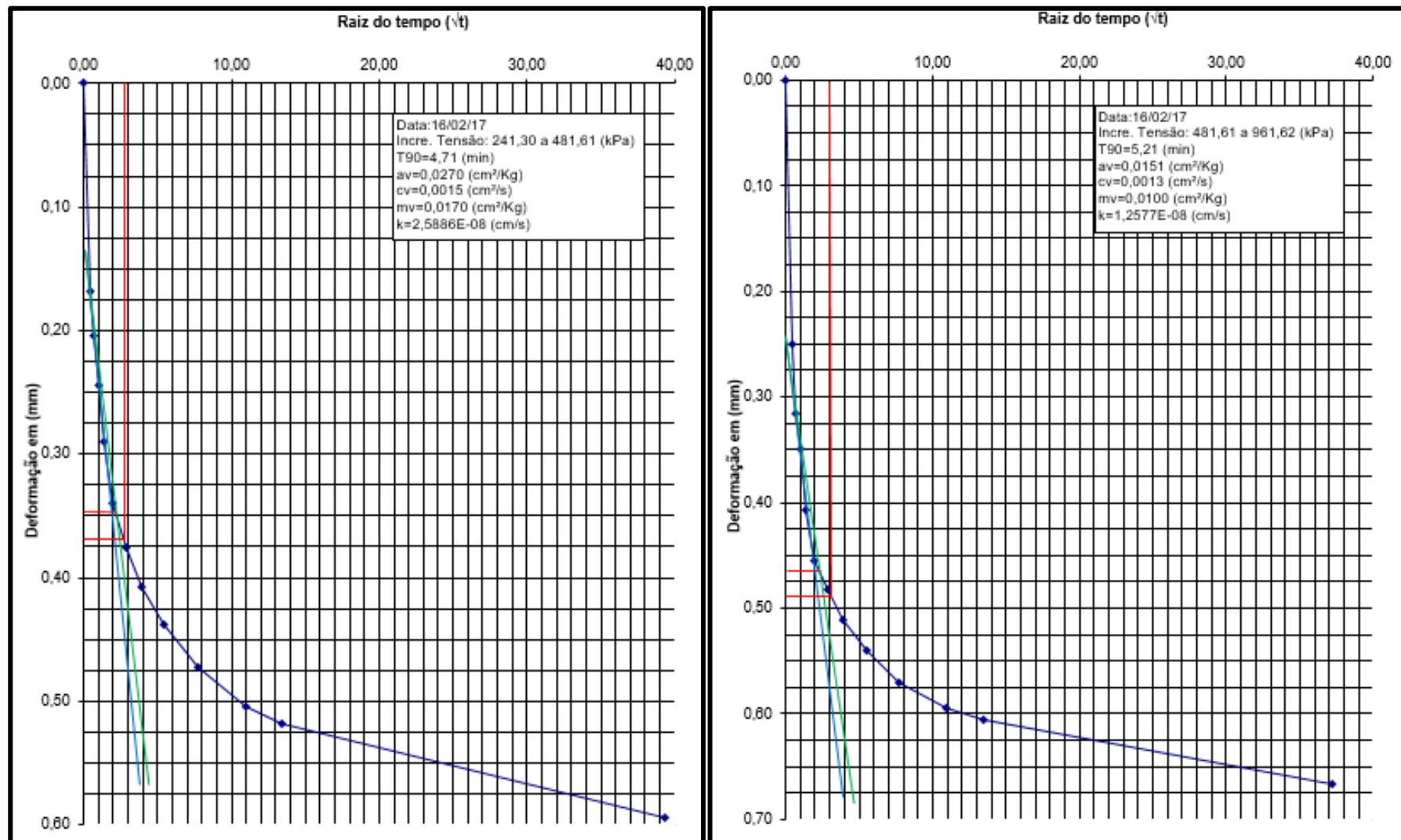


Figura II. 17 - Gráficos do *deslocamento vertical versus raiz do tempo*, para avaliação do  $t_{90}$  dos escalões de carga de 241,3 a 481,61 kPa e 481,61 a 961,62 kPa (Recarga).

4) Provete 2 - Cacia - Ind.

Tabela II. 17 - Características iniciais do provete 2.

<b>UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR</b>																																															
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA																																															
<b>LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA</b>																																															
<b>ENSAIO EDOMÉTRICO</b>																																															
DATA : 10/02/2017	AMOSTRA N.º: 2	PROCESSO N.º: MESTRADO_EC																																													
EDÓMETRO N.º: 2	LOCAL DE AMOSTRAGEM : ETAR Norte, Cacia																																														
Classificação: Unificada - <u>OL silte arenoso orgânico</u> A.A.S.H.O. - <u>A - 5</u>																																															
<p>Descrição: Lodos recolhidos a 50cm de profundidade</p> <p><b>CARACTERISTICAS INICIAIS DO PROVETE</b></p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <td>Edometro n.º</td> <td>3,00</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Peso do anel (<math>P_a</math>)</td> <td>64,95</td> <td>(g)</td> </tr> <tr> <td>Área do anel (<math>A</math>)</td> <td>32,67</td> <td>(cm²)</td> </tr> <tr> <td>Altura do provete (<math>h_0</math>)</td> <td>2,00</td> <td>(cm)</td> </tr> <tr> <td>Peso do provete húmido+anel (<math>P_1</math>)</td> <td>161,00</td> <td>(g)</td> </tr> <tr> <td>Peso do provete húmido (<math>P_{ph}=P_1-P_a</math>)</td> <td>96,05</td> <td>(g)</td> </tr> <tr> <td>Volume inicial do provete (<math>V_0</math>)</td> <td>65,35</td> <td>(cm³)</td> </tr> <tr> <td>Peso volúmico do provete (<math>\gamma_t=P_{ph}/V_0</math>)</td> <td>1,47</td> <td>(g/cm³)</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <td>Peso especifico das particulas solidas (<math>\gamma_s</math>)</td> <td>2,51</td> <td>(g/cm³)</td> </tr> <tr> <td>Teor em água (<math>W_0</math>)</td> <td>64,50</td> <td>(%)</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <td>Peso volúmico seco do provete (<math>\gamma_{d0}=100.\gamma_t/(100+W_0)</math>)</td> <td>0,89</td> <td>(g/cm³)</td> </tr> <tr> <td>Peso do provete seco (<math>P_s=\gamma_{d0}.V_0</math>)</td> <td>58,39</td> <td>(g)</td> </tr> <tr> <td>Altura reduzida (altura dos sólidos) (<math>h_{s0}=P_s/(A.\gamma_s)</math>)</td> <td>0,71</td> <td>(cm)</td> </tr> <tr> <td>Indice de vazios (<math>e_0=(h_0-h_{s0})/h_{s0}</math>)</td> <td>1,81</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Grau de Saturação (<math>S=\gamma_s.W_0/e_0</math>)</td> <td>89,48</td> <td>(%)</td> </tr> </table> <p>Observações:</p>			Edometro n.º	3,00		Peso do anel ( $P_a$ )	64,95	(g)	Área do anel ( $A$ )	32,67	(cm²)	Altura do provete ( $h_0$ )	2,00	(cm)	Peso do provete húmido+anel ( $P_1$ )	161,00	(g)	Peso do provete húmido ( $P_{ph}=P_1-P_a$ )	96,05	(g)	Volume inicial do provete ( $V_0$ )	65,35	(cm³)	Peso volúmico do provete ( $\gamma_t=P_{ph}/V_0$ )	1,47	(g/cm³)	Peso especifico das particulas solidas ( $\gamma_s$ )	2,51	(g/cm³)	Teor em água ( $W_0$ )	64,50	(%)	Peso volúmico seco do provete ( $\gamma_{d0}=100.\gamma_t/(100+W_0)$ )	0,89	(g/cm³)	Peso do provete seco ( $P_s=\gamma_{d0}.V_0$ )	58,39	(g)	Altura reduzida (altura dos sólidos) ( $h_{s0}=P_s/(A.\gamma_s)$ )	0,71	(cm)	Indice de vazios ( $e_0=(h_0-h_{s0})/h_{s0}$ )	1,81		Grau de Saturação ( $S=\gamma_s.W_0/e_0$ )	89,48	(%)
Edometro n.º	3,00																																														
Peso do anel ( $P_a$ )	64,95	(g)																																													
Área do anel ( $A$ )	32,67	(cm²)																																													
Altura do provete ( $h_0$ )	2,00	(cm)																																													
Peso do provete húmido+anel ( $P_1$ )	161,00	(g)																																													
Peso do provete húmido ( $P_{ph}=P_1-P_a$ )	96,05	(g)																																													
Volume inicial do provete ( $V_0$ )	65,35	(cm³)																																													
Peso volúmico do provete ( $\gamma_t=P_{ph}/V_0$ )	1,47	(g/cm³)																																													
Peso especifico das particulas solidas ( $\gamma_s$ )	2,51	(g/cm³)																																													
Teor em água ( $W_0$ )	64,50	(%)																																													
Peso volúmico seco do provete ( $\gamma_{d0}=100.\gamma_t/(100+W_0)$ )	0,89	(g/cm³)																																													
Peso do provete seco ( $P_s=\gamma_{d0}.V_0$ )	58,39	(g)																																													
Altura reduzida (altura dos sólidos) ( $h_{s0}=P_s/(A.\gamma_s)$ )	0,71	(cm)																																													
Indice de vazios ( $e_0=(h_0-h_{s0})/h_{s0}$ )	1,81																																														
Grau de Saturação ( $S=\gamma_s.W_0/e_0$ )	89,48	(%)																																													
ENSAIOU:	CALCULOU:	VERIFICOU:																																													

Tabela II. 18 - Boletim de registo de medições para o escalão de 1,20 a 31,21 kPa.

UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR									
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA									
LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 10/02/2017				AMOSTRA N.º : 2				PROCESSO N.º :Mestrado_EC	
EDÓMETRON.º : 2				LOCAL DE AMOSTRAGEM :ETAR Norte, Cacia					
Data	Hora	Tempo min	Raiz ( t )	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
10/02/2017	17:42			120	1163	0,00	0,00	1,81	w=SATURADO
10/02/2017	17:42	0,00	0,00	16,20	1163	0,00	0,00	1,81	
		0,25	0,50	16,20	1292	0,26	0,26	1,77	
		0,50	0,71	16,20	1319	0,31	0,31	1,77	
		1,00	1,00	16,20	1349	0,37	0,37	1,76	
		2,25	1,50	16,20	1385	0,44	0,44	1,75	
		4,00	2,00	16,20	1408	0,49	0,49	1,74	
		8,00	2,83	16,20	1435	0,54	0,54	1,73	
		16,00	4,00	16,20	1447	0,57	0,57	1,73	
		30,00	5,48	16,20	1456	0,59	0,59	1,73	
		50,00	7,07	16,20	1461	0,60	0,60	1,73	
		60,00	7,75	16,20	1464	0,60	0,60	1,72	
		90,00	9,49	16,20	1468	0,61	0,61	1,72	
		120,00	10,95	16,20	1471	0,62	0,62	1,72	
11/02/2017	17:28	1426,00	37,76	16,20	1535	0,74	0,74	1,70	
11/02/2017	17:28			16,20	1535	0,74	0,74	1,70	
11/02/2017	17:28	0,00	0,00	31,21	1535	0,00	0,74	1,70	
		0,25	0,50	31,21	1569	0,07	0,81	1,70	
		0,50	0,71	31,21	1576	0,08	0,83	1,69	
		1,00	1,00	31,21	1589	0,11	0,85	1,69	
		2,25	1,50	31,21	1609	0,15	0,89	1,68	
		4,00	2,00	31,21	1625	0,18	0,92	1,68	
		8,00	2,83	31,21	1650	0,23	0,97	1,67	
		16,00	4,00	31,21	1671	0,27	1,02	1,67	
		30,00	5,48	31,21	1690	0,31	1,05	1,66	
		50,00	7,07	31,21	1704	0,34	1,08	1,66	
		60,00	7,75	31,21	1710	0,35	1,09	1,66	
		120,00	10,95	31,21	1728	0,39	1,13	1,65	
		12/02/2017	17:01	150,00	12,25	31,21	1732	0,39	
180,00	13,42			31,21	1738	0,41	1,15	1,65	
300,00	17,32			31,21	1749	0,43	1,17	1,64	
1413,00	37,59			31,21	1794	0,52	1,26	1,63	
ENSAIOU:				CALCULOU:				VERIFICOU:	

Tabela II. 19 - Boletim de registo de medições para o escalão de 31,21 a 121,25 kPa.

UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR									
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA									
LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 12/02/2017				AMOSTRA N.º: 2				PROCESSO N.º: Mestrado_EC	
EDÔMETRON.º: 2				LOCAL DE AMOSTRAGEM : ETAR Norte, Cacia					
Data	Hora	Tempo min	Raiz ( t )	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
12/02/2017	17:01			31,21	1794	0,52	1,26	1,63	w=Saturado
12/02/2017	17:01	0,00	0,00	61,22	1794	0,00	1,26	1,63	
		0,25	0,50	61,22	1851	0,11	1,38	1,62	
		0,50	0,71	61,22	1864	0,14	1,40	1,61	
		1,00	1,00	61,22	1884	0,18	1,44	1,61	
		2,25	1,50	61,22	1915	0,24	1,50	1,60	
		4,00	2,00	61,22	1942	0,30	1,56	1,59	
		8,00	2,83	61,22	1976	0,36	1,63	1,58	
		16,00	4,00	61,22	2 008	0,43	1,69	1,57	
		30,00	5,48	61,22	2 031	0,47	1,74	1,57	
		50,00	7,07	61,22	2 051	0,51	1,78	1,56	
		60,00	7,75	61,22	2 057	0,53	1,79	1,56	
		90,00	9,49	61,22	2 069	0,55	1,81	1,55	
		120,00	10,95	61,22	2 078	0,57	1,83	1,55	
		150,00	12,25	61,22	2 085	0,58	1,84	1,55	
		180,00	13,42	61,22	2 092	0,60	1,86	1,55	
13/02/2017	16:01	1440,00	37,95	61,22	2 155	0,72	1,98	1,53	
13/02/2017	16:08			61,22	2 155	0,72	1,98	1,53	
13/02/2017	16:08	0,00	0,00	121,25	2 155	0,00	1,98	1,53	
		0,25	0,50	121,25	2 233	0,16	2,14	1,51	
		0,50	0,71	121,25	2 254	0,20	2,18	1,50	
		1,00	1,00	121,25	2 288	0,27	2,25	1,49	
		2,25	1,50	121,25	2 340	0,37	2,35	1,48	
		4,00	2,00	121,25	2 366	0,42	2,41	1,47	
		8,00	2,83	121,25	2 405	0,50	2,48	1,46	
		16,00	4,00	121,25	2 447	0,58	2,57	1,45	
		30,00	5,48	121,25	2 479	0,65	2,63	1,44	
		50,00	7,07	121,25	2 509	0,71	2,69	1,43	
		60,00	7,75	121,25	2 515	0,72	2,70	1,43	
		90,00	9,49	121,25	2 534	0,76	2,74	1,42	
		120,00	10,95	121,25	2 551	0,79	2,78	1,42	
		150,00	12,25	121,25	2 565	0,82	2,80	1,42	
		180,00	13,42	121,25	2 568	0,83	2,81	1,41	
14/02/2017	16:12	1444,00	38,00	121,25	2 636	0,96	2,95	1,40	
ENSAIOU:				CALCULOU:			VERIFICOU:		

Tabela II. 20 - Boletim de registo de medições para o escalão de 121,25 a 481,41 kPa.

UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR									
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA									
LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 14/02/2017				AMOSTRA N.º: 2				PROCESSO N.º: Mestrado_EC	
EDÔMETRON.º: 2				LOCAL DE AMOSTRAGEM : ETAR Norte, Cacia					
Data	Hora	Tempo min	Raiz ( t )	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
14/02/2017	16:12			121,25	2 636	0,96	2,95	1,40	w=Saturado
14/02/2017	16:12	0,00	0,00	241,30	2 636	0,00	2,95	1,40	
		0,25	0,50	241,30	2 748	0,22	3,17	1,36	
		0,50	0,71	241,30	2 772	0,27	3,22	1,36	
		1,00	1,00	241,30	2 806	0,34	3,29	1,35	
		2,25	1,50	241,30	2 854	0,44	3,38	1,33	
		4,00	2,00	241,30	2 904	0,54	3,48	1,32	
		8,00	2,83	241,30	2 959	0,65	3,59	1,30	
		16,00	4,00	241,30	3 020	0,77	3,71	1,29	
		30,00	5,48	241,30	3 051	0,83	3,78	1,28	
		50,00	7,07	241,30	3 061	0,85	3,80	1,28	
		60,00	7,75	241,30	3 068	0,86	3,81	1,27	
		90,00	9,49	241,30	3 081	0,89	3,84	1,27	
		120,00	10,95	241,30	3 093	0,91	3,86	1,27	
		150,00	12,25	241,30	3 102	0,93	3,88	1,26	
180,00	13,42	241,30	3 107	0,94	3,89	1,26			
15/02/2017	15:47	14 15,00	37,62	241,30	3 166	1,06	4,01	1,25	
15/02/2017	15:47			241,30	3 166	1,06	4,01	1,25	
15/02/2017	15:47	0,00	0,00	481,41	3 166	0,00	4,01	1,25	
		0,25	0,50	481,41	3 301	0,27	4,28	1,21	
		0,50	0,71	481,41	3 331	0,33	4,34	1,20	
		1,00	1,00	481,41	3 376	0,42	4,43	1,19	
		2,25	1,50	481,41	3 442	0,55	4,56	1,17	
		4,00	2,00	481,41	3 491	0,65	4,66	1,16	
		8,00	2,83	481,41	3 548	0,76	4,77	1,14	
		16,00	4,00	481,41	3 587	0,84	4,85	1,13	
		30,00	5,48	481,41	3 621	0,91	4,92	1,12	
		50,00	7,07	481,41	3 643	0,95	4,96	1,11	
		60,00	7,75	481,41	3 652	0,97	4,98	1,11	
		90,00	9,49	481,41	3 667	1,00	5,01	1,11	
		120,00	10,95	481,41	3 678	1,02	5,03	1,10	
		150,00	12,25	481,41	3 687	1,04	5,05	1,10	
180,00	13,42	481,41	3 693	1,05	5,06	1,10			
16/02/2017	15:18	14 11,00	37,56	481,41	3 752	1,17	5,18	1,08	
ENSAIOU:				CALCULOU:			VERIFICOU:		

Tabela II. 21 - Boletim de registo de medições para o escalão de 481,41 a 961,62 kPa.

UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR									
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA									
LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 16/02/2017				AMOSTRA N.º: 2				PROCESSO N.º: Mestrado_EC	
EDÓMETRON.º: 2				LOCAL DE AMOSTRAGEM : ETAR Norte, Cacia					
Data	Hora	Tempo min	Raiz ( t )	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
16/02/2017	15:18			481,41	3 752	1,17	5,18	1,08	w=Saturado
16/02/2017	15:18	0,00	0,00	961,62	3 752	0,00	5,18	1,08	
		0,25	0,50	961,62	3 893	0,28	5,46	1,04	
		0,50	0,71	961,62	3 946	0,39	5,57	1,03	
		1,00	1,00	961,62	3 988	0,47	5,65	1,02	
		2,25	1,50	961,62	4 057	0,61	5,79	1,00	
		4,00	2,00	961,62	4 104	0,70	5,88	0,98	
		8,00	2,83	961,62	4 152	0,80	5,98	0,97	
		16,00	4,00	961,62	4 189	0,87	6,05	0,96	
		30,00	5,48	961,62	4 219	0,93	6,11	0,95	
		50,00	7,07	961,62	4 241	0,98	6,16	0,94	
		60,00	7,75	961,62	4 247	0,99	6,17	0,94	
		90,00	9,49	961,62	4 261	1,02	6,20	0,94	
		120,00	10,95	961,62	4 272	1,04	6,22	0,94	
		150,00	12,25	961,62	4 279	1,05	6,23	0,93	
		180,00	13,42	961,62	4 285	1,07	6,24	0,93	
17/02/2017	15:03	1425,00	37,75	961,62	4 335	1,17	6,34	0,92	
17/02/2017	15:03			961,62	4 335	1,17	6,34	0,92	
17/02/2017	15:03			481,41	4 318	0,00	6,31	0,92	
18/02/2017	15:49			481,41	4 310	-0,02	6,29	0,93	
18/02/2017	15:49			481,41	4 298	-0,04	6,27	0,93	
18/02/2017	15:49			120	4 210	-0,22	6,09	0,95	
19/02/2017	15:00			120	3 868	-0,90	5,41	1,05	
ENSAIOU:				CALCULOU:				VERIFICOU:	

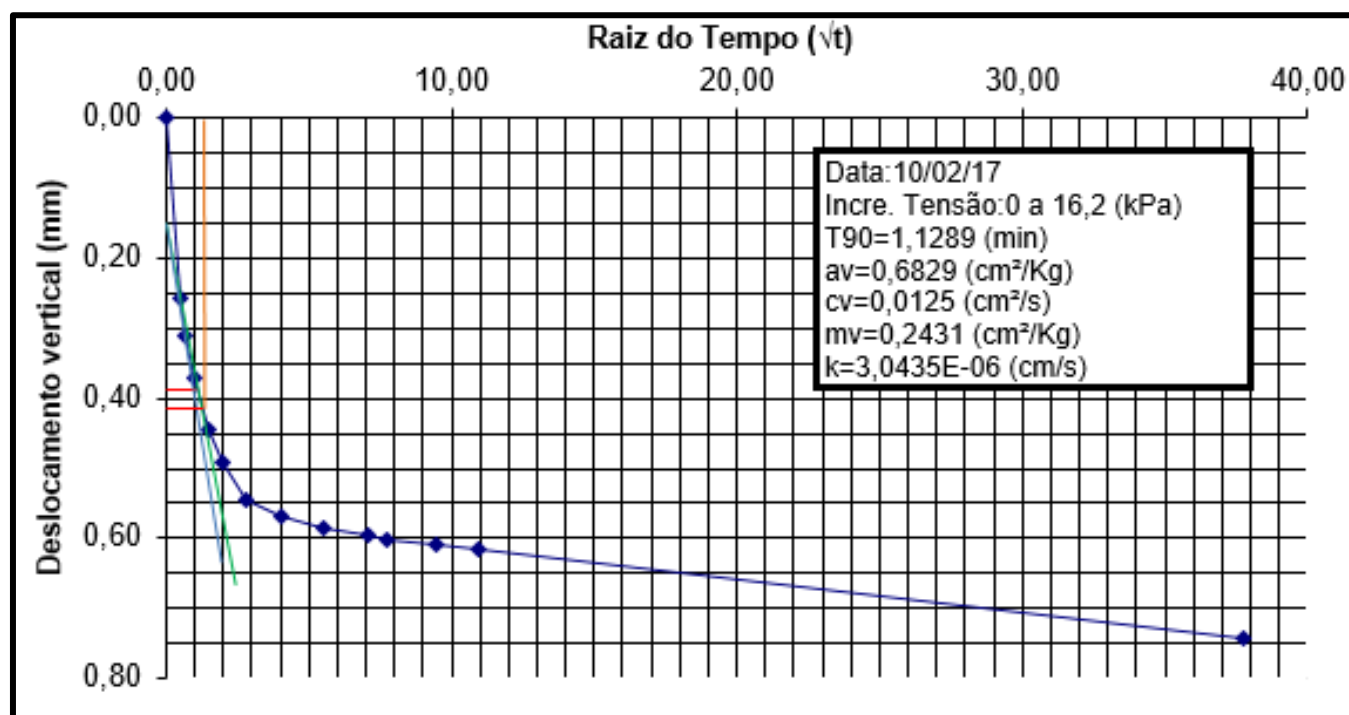


Figura II. 18 - Gráfico *deslocamento vertical versus raiz do tempo*, para avaliação do  $t_{90}$  do escalão de carga de 1,20 a 16,2 kPa.

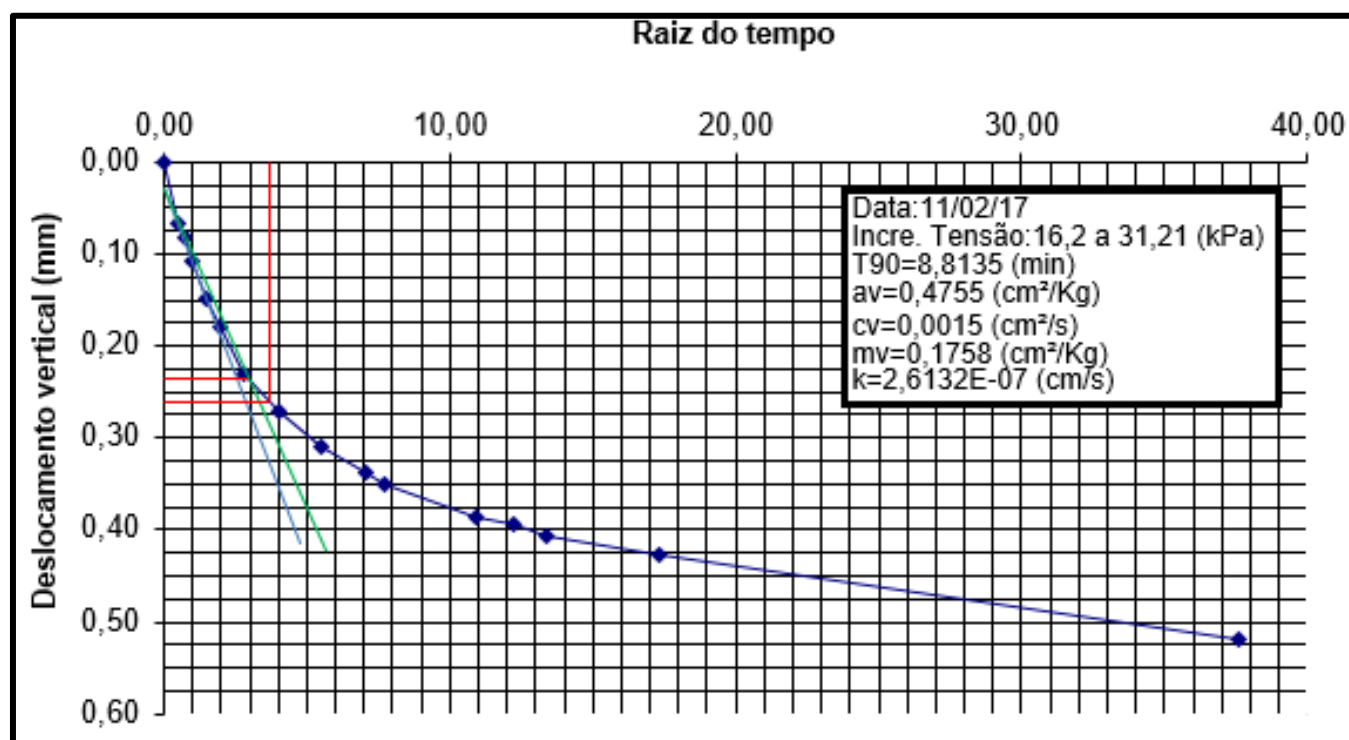


Figura II. 19 - Gráfico *deslocamento vertical versus raiz do tempo*, para avaliação do  $t_{90}$  do escalão de carga de 16,2 a 31,21 kPa.



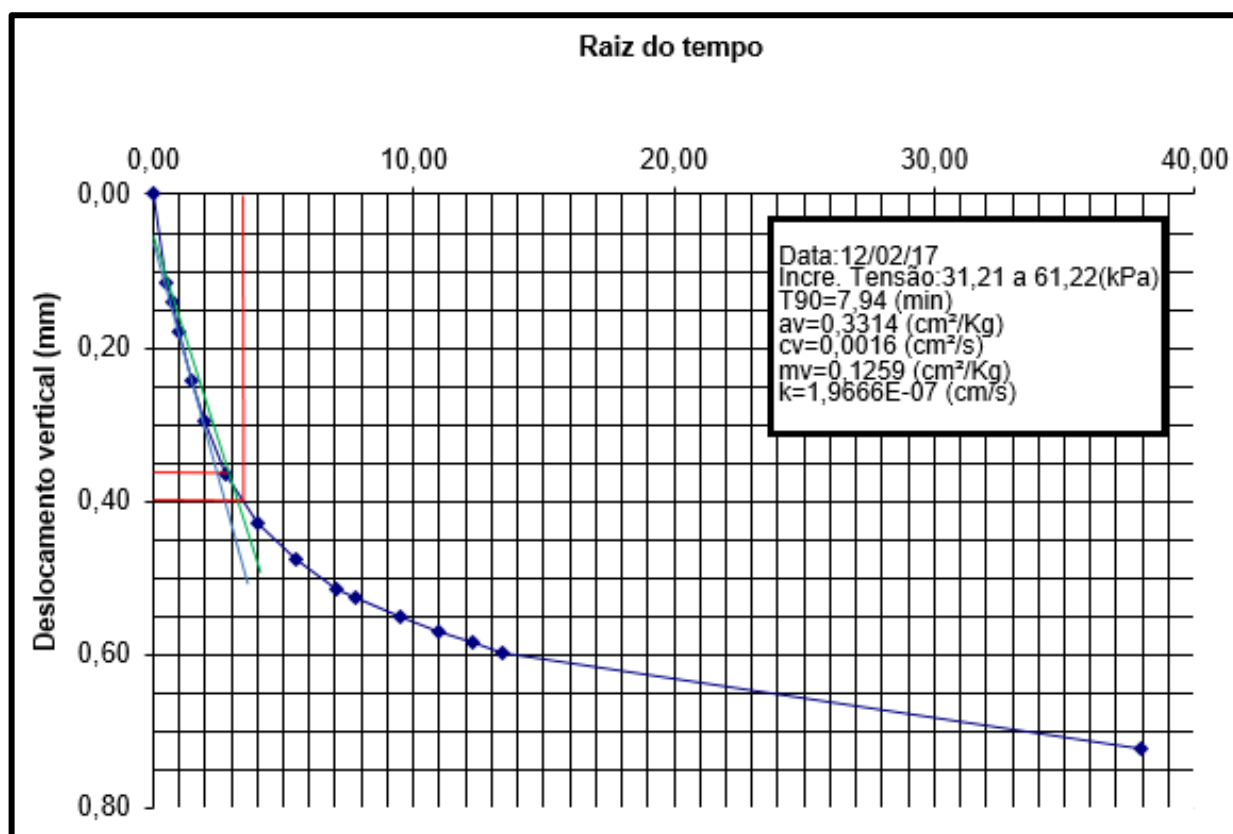


Figura II. 20 - Gráfico *deslocamento vertical versus raiz do tempo*, para avaliação do  $t_{90}$  do escalão de carga de 31,21 a 61,22 kPa.

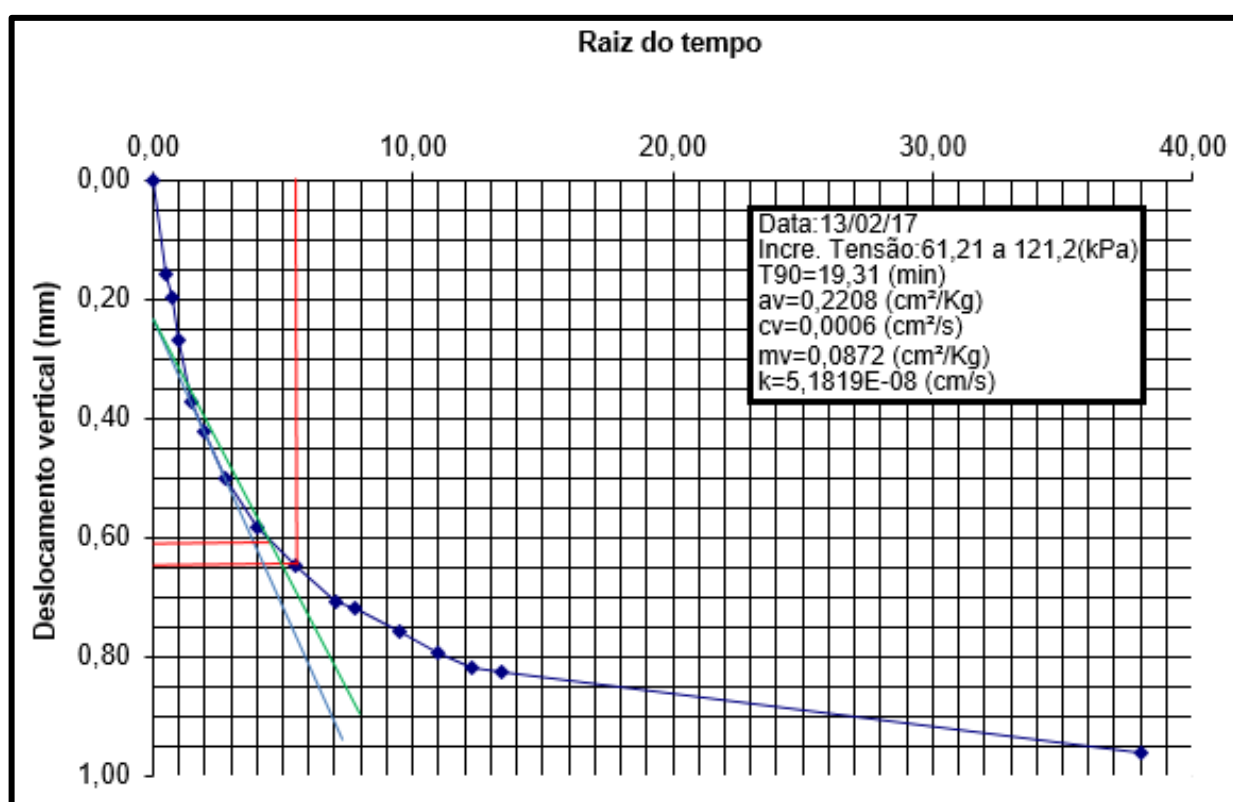


Figura II. 21 - Gráfico *deslocamento vertical versus raiz do tempo*, para avaliação do  $t_{90}$  do escalão de carga de 61,22 a 121,2 kPa.

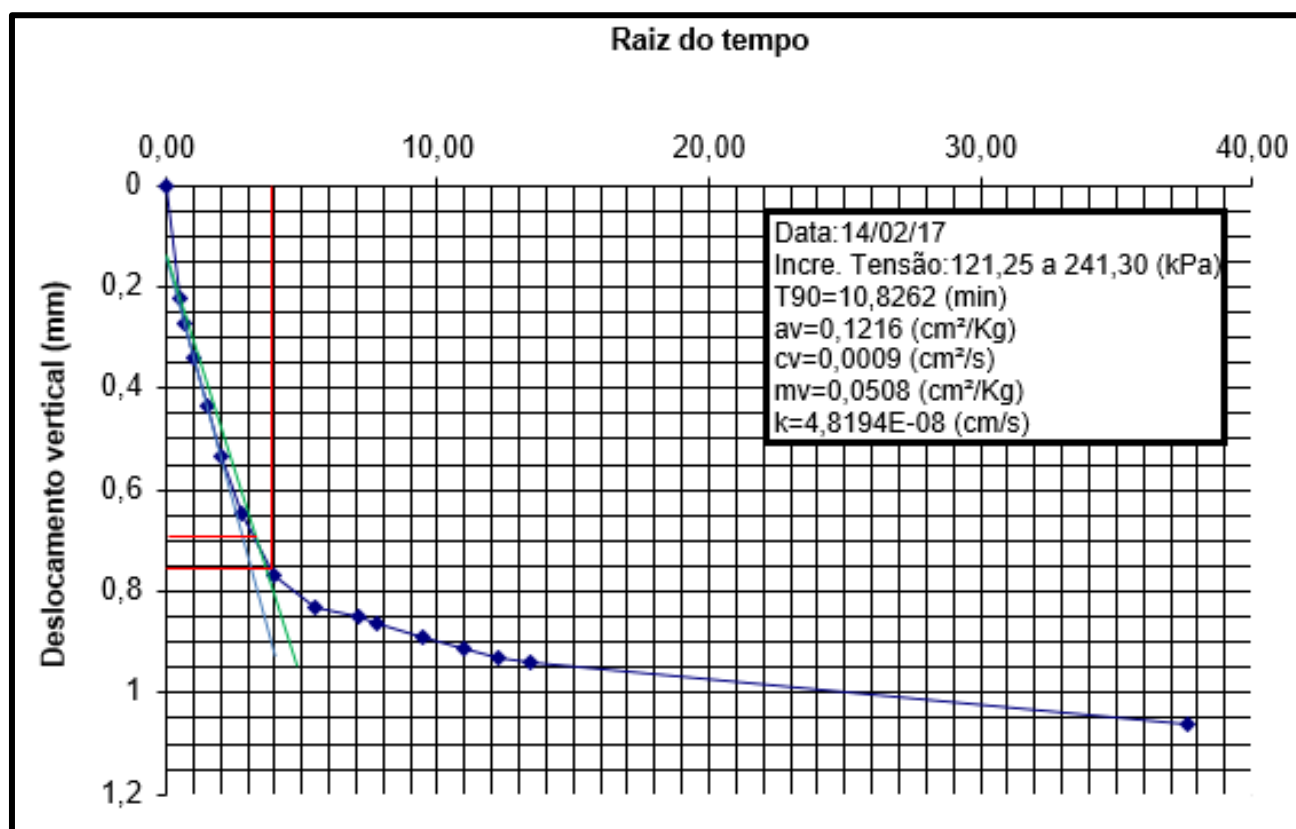


Figura II. 22 - Gráfico *deslocamento vertical versus raiz do tempo*, para avaliação do  $t_{90}$  do escalão de carga de 121,2 a 241,3 kPa.

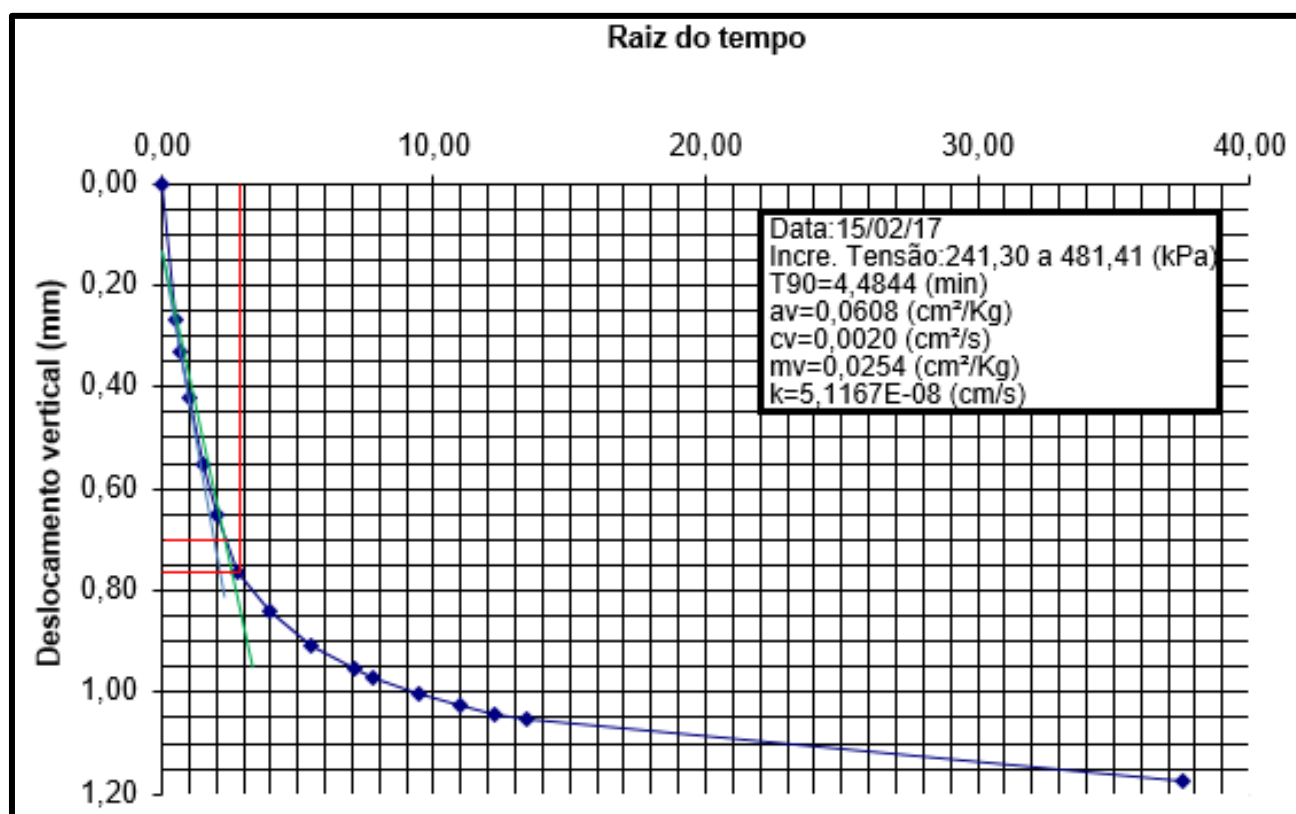


Figura II. 23 - Gráfico *deslocamento vertical versus raiz do tempo*, para avaliação do  $t_{90}$  do escalão de carga de 241,3 a 481,41 kPa.

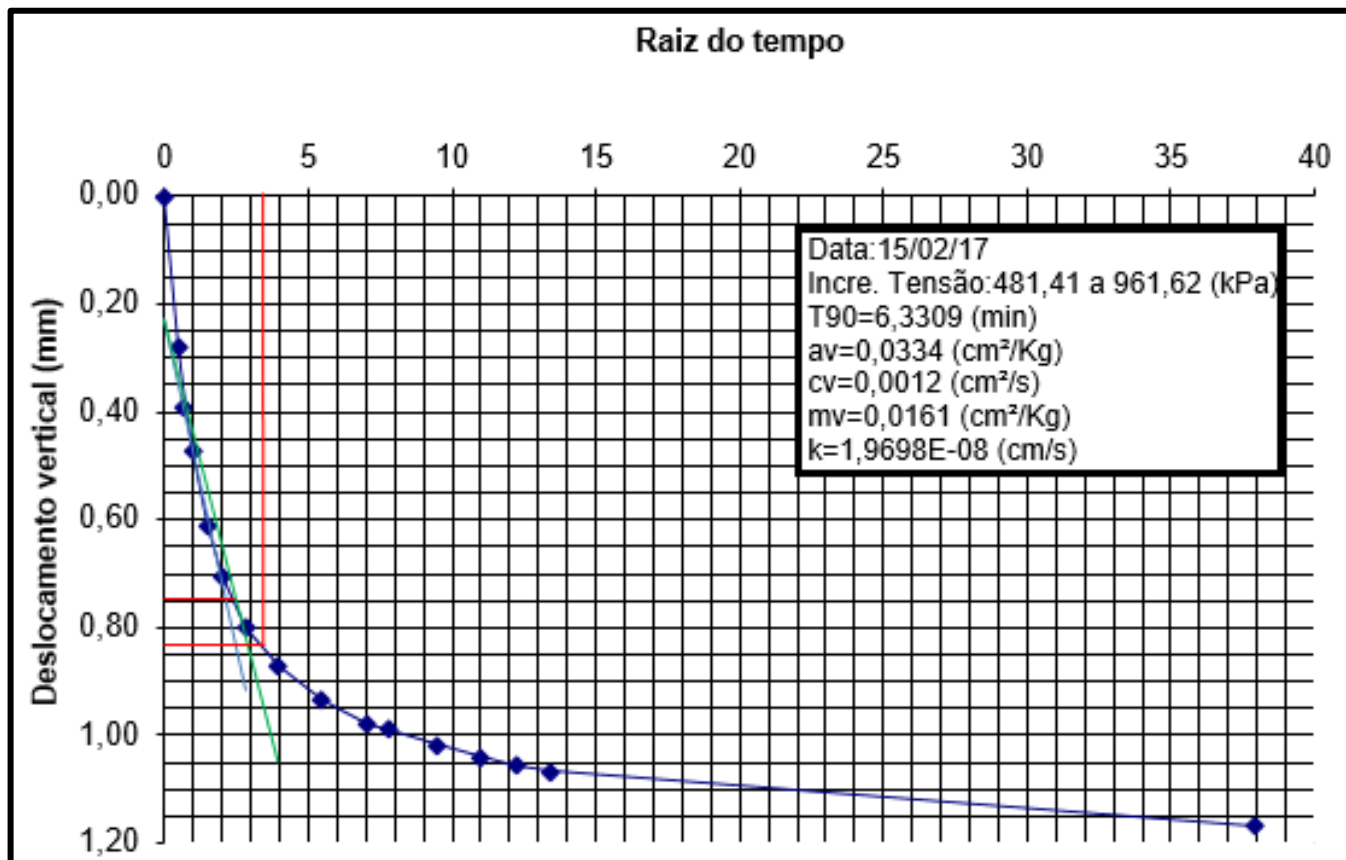


Figura II. 24 - Gráfico *deslocamento vertical versus raiz do tempo*, para avaliação do  $t_{90}$  do escalão de carga de 481,41 a 961,62 kPa.

## Anexo III - Resultados do ensaio edométrico - creep

### 1) Provete 5 - Cacia - Ind.

Tabela III. 1 - Características iniciais do provete 5.



 <b>UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR</b> DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA  LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA		
<b>ENSAIO EDOMÉTRICO</b>		
DATA : 20/04/2017	PROVETE N.º : 5	PROCESSO N.º : MESTRADO_EC
EDÓMETRON.º : 1	LOCAL DE AMOSTRAGEM : ETAR Norte, Cacia	
Classificação: Unificada - OL silte arenoso orgânico A.A.S.H.O. - A - 5		
Descrição: Lodos recolhidos a 50cm de profundidade (Indeformada)		
<b>CARACTERÍSTICAS INICIAIS DO PROVETE</b>		
Edometro n.º	1,00	
Peso do anel ( $P_a$ )	64,95	(g)
Área do anel ( $A$ )	32,67	(cm <sup>2</sup> )
Altura do provete ( $h_0$ )	2,00	(cm)
Peso do provete húmido+anel ( $P_1$ )	166,85	(g)
Peso do provete húmido ( $P_{ph}=P_1-P_a$ )	101,90	(g)
Volume inicial do provete ( $V_0$ )	65,35	(cm <sup>3</sup> )
Peso volúmico do provete ( $\gamma_t=P_{ph}/V_0$ )	1,56	(g/cm <sup>3</sup> )
Peso específico das partículas sólidas ( $\gamma_s$ )	2,52	(g/cm <sup>3</sup> )
Teor em água ( $W_0$ )	54,19	(%)
Peso volúmico seco do provete ( $\gamma_{d0}=100 \cdot \gamma_t / (100+W_0)$ )	1,01	(g/cm <sup>3</sup> )
Peso do provete seco ( $P_s=\gamma_{d0} \cdot V_0$ )	66,09	(g)
Altura reduzida (altura dos sólidos) ( $h_{s0}=P_s/(A \cdot \gamma_s)$ )	0,80	(cm)
Índice de vazios ( $e_0=(h_0-h_{s0})/h_{s0}$ )	1,49	
Grau de Saturação ( $S=\gamma_s \cdot W_0 / e_0$ )	91,54	(%)
Observações:		
ENSAIOU:	CALCULOU:	VERIFICOU:

Tabela III. 2 - Registo medições dos deslocamentos no provete 5, do dia 20 de abril até dia 25 de abril (Provete 5).



<div><div><div><div>UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR</div><div>DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA</div><div>LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA</div></div><div></div></div></div>									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 20/04/2017				PROVETE N.º: 5				PROCESSO N.º :Mestrado_EC	
EDÓMETRON.º: 1				LOCAL DE AMOSTRAGEM :ETAR Norte, Cacia					
Data	Hora	Tempo min	Raiz (t)	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
20/04/2017	16:45			8,71	1147,00	0,00	0,00	1,49	w=SATURADO
20/04/2017	16:45	0,00	0,00	83,74	1147,00	0,00	0,00	1,49	
		0,25	0,50	83,74	1443,00	0,59	0,59	1,42	
		0,50	0,71	83,74	1496,00	0,70	0,70	1,40	
		1,00	1,00	83,74	1546,00	0,80	0,80	1,39	
		2,25	1,50	83,74	1610,00	0,93	0,93	1,38	
		4,00	2,00	83,74	1642,00	0,99	0,99	1,37	
		6,25	2,50	83,74	1667,00	1,04	1,04	1,36	
		9,00	3,00	83,74	1684,00	1,07	1,07	1,36	
		12,25	3,50	83,74	1702,00	1,11	1,11	1,35	
		16,00	4,00	83,74	1719,00	1,14	1,14	1,35	
		36,00	6,00	83,74	1788,00	1,28	1,28	1,33	
		64,00	8,00	83,74	184100	1,39	1,39	1,32	
		100,00	10,00	83,74	1876,00	1,46	1,46	1,31	
		144,00	12,00	83,74	1897,00	1,50	1,50	1,30	
		196,00	14,00	83,74	1912,00	1,53	1,53	1,30	
	21:10	265,00	16,28	83,74	1924,00	1,55	1,55	1,30	
	22:00	315,00	17,75	83,74	1929,00	1,56	1,56	1,30	
	23:00	375,00	19,36	83,74	1933,00	1,57	1,57	1,30	
21/04/2017	0:00	435,00	20,86	83,74	1935,00	1,58	1,58	1,30	
	10:50	1085,00	32,94	83,74	1956,00	1,62	1,62	1,29	
	11:55	1150,00	33,91	83,74	1957,50	1,62	1,62	1,29	
	14:13	1288,00	35,89	83,74	1960,50	1,63	1,63	1,29	
	16:48	1443,00	37,99	83,74	1963,50	1,63	1,63	1,29	
	18:25	1540,00	39,24	83,74	1965,50	1,64	1,64	1,29	
	19:17	1592,00	39,90	83,74	1966,50	1,64	1,64	1,29	
	21:30	1725,00	41,53	83,74	1969,00	1,64	1,64	1,29	
	22:35	1790,00	42,31	83,74	1970,00	1,65	1,65	1,29	
22/04/2017	0:04	1879,00	43,35	83,74	1971,25	1,65	1,65	1,29	
	1:50	1985,00	44,55	83,74	1973,00	1,65	1,65	1,29	
	2:39	2034,00	45,10	83,74	1973,25	1,65	1,65	1,29	
	12:50	2645,00	51,43	83,74	1981,25	1,67	1,67	1,28	
	14:41	2756,00	52,50	83,74	1981,50	1,67	1,67	1,28	
	16:41	2876,00	53,63	83,74	1983,00	1,67	1,67	1,28	
	18:29	2984,00	54,63	83,74	1984,00	1,67	1,67	1,28	
	19:44	3059,00	55,31	83,74	1984,00	1,67	1,67	1,28	
	22:44	3239,00	56,91	83,74	1985,75	1,68	1,68	1,28	
23/04/2017	1:30	3405,00	58,35	83,74	1987,00	1,68	1,68	1,28	
	12:18	4053,00	63,66	83,74	1992,75	1,69	1,69	1,28	
	14:12	4167,00	64,55	83,74	1994,00	1,69	1,69	1,28	
	16:50	4325,00	65,76	83,74	1995,25	1,70	1,70	1,28	
	19:25	4480,00	66,93	83,74	1996,75	1,70	1,70	1,28	
	22:25	4660,00	68,26	83,74	1998,25	1,70	1,70	1,28	
24/04/2017	10:07	5362,00	73,23	83,74	2002,50	1,71	1,71	1,28	
	11:02	5417,00	73,60	83,74	2003,00	1,71	1,71	1,28	
	12:30	5505,00	74,20	83,74	2003,75	1,71	1,71	1,28	
	14:19	5614,00	74,93	83,74	2004,75	1,72	1,70	1,28	
	16:03	5718,00	75,62	83,74	2005,75	1,72	1,71	1,28	
25/04/2017	10:01	6796,00	82,44	83,74	2011,25	1,73	1,72	1,28	
ENSAIOU:				CALCULOU:			VERIFICOU:		

Tabela III. 3 - Registo medições dos deslocamentos no provete 5, do dia 26 de abril até dia 24 de maio (Provete 5).





<div><div><div></div><div><div>FACULDADE</div><div>ENGENHARIA</div></div></div><div><div>UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR</div><div>DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA</div><div>LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA</div></div><div></div></div>									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 20/04/2017				PROVETE N.º: 5				PROCESSO N.º :Mestrado_EC	
EDÔMETRON.º: 1				LOCAL DE AMOSTRAGEM :ETAR Norte, Cacia					
Data	Hora	Tempo min	Raiz (t)	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
	12:08	6 923,00	83,20	83,74	2 012,00	173	173	128	w=SATURADO
	14:53	7 088,00	84,19	83,74	2 013,00	173	173	128	
	16:10	7 165,00	84,65	83,74	2 013,50	173	173	128	
	17:21	7 236,00	85,06	83,74	2 013,75	173	173	128	
	18:09	7 284,00	85,35	83,74	2 014,25	173	173	128	
26/04/2017	10:27	8 262,00	90,90	83,74	2 017,50	174	174	127	
	14:12	8 487,00	92,12	83,74	2 018,50	174	174	127	
	16:37	8 632,00	92,91	83,74	2 019,00	174	174	127	
27/04/2017	9:57	9 672,00	98,35	83,74	2 02150	175	175	127	
	12:00	9 795,00	98,97	83,74	2 02175	175	175	127	
	15:34	10 009,00	100,04	83,74	2 022,00	175	175	127	
28/04/2017	10:50	11 165,00	105,66	83,74	2 024,50	176	176	127	
	12:32	11267,00	106,15	83,74	2 025,00	176	176	127	
29/04/2017	15:41	12 896,00	113,56	83,74	2 029,00	176	176	127	
	17:49	13 024,00	114,12	83,74	2 029,50	177	177	127	
30/04/2017	15:19	14 314,00	119,64	83,74	2 032,00	177	177	127	
01/05/2017	13:43	15 658,00	125,13	83,74	2 034,00	177	177	127	
02/04/2017	10:50	16 925,00	130,10	83,74	2 037,25	178	178	127	
	15:20	17 195,00	131,13	83,74	2 038,25	178	178	127	
	16:47	17 282,00	131,46	83,74	2 038,50	178	178	127	
03/04/2017	9:47	18 302,00	135,28	83,74	2 04125	179	179	127	
	1129	18 404,00	135,66	83,74	2 04150	179	179	127	
	12:32	18 467,00	135,89	83,74	2 04175	179	179	127	
	17:28	18 763,00	136,98	83,74	2 043,00	179	179	127	
04/05/2017	10:48	19 803,00	140,72	83,74	2 046,50	180	180	127	
	12:50	19 925,00	141,16	83,74	2 047,00	180	180	127	
	14:24	20 019,00	141,49	83,74	2 047,50	180	180	127	
05/05/2017	10:12	21207,00	145,63	83,74	2 05175	181	181	127	
06/05/2017	15:40	22 975,00	151,58	83,74	2 057,50	182	182	126	
07/05/2017	16:50	24 485,00	156,48	83,74	2 062,00	183	183	126	
08/05/2017	14:17	25 772,00	160,54	83,74	2 066,00	184	184	126	
09/05/2017	14:15	27 210,00	164,95	83,74	2 07150	185	185	126	
10/05/2017	18:50	28 925,00	170,07	83,74	2 077,50	186	186	126	
11/05/2017	8:50	29 765,00	172,53	83,74	2 080,00	187	187	126	
12/05/2017	15:00	31575,00	177,69	83,74	2 085,00	188	188	126	
13/05/2017	15:20	33 035,00	181,76	83,74	2 089,00	188	188	126	
14/05/2017	14:30	34 425,00	185,54	83,74	2 093,00	189	189	126	
15/05/2017	10:00	35 595,00	188,67	83,74	2 095,00	190	190	126	
	15:17	35 912,00	189,50	83,74	2 095,75	190	190	126	
16/05/2017	12:10	37 165,00	192,78	83,74	2 099,75	191	191	125	
17/05/2017	10:50	38 525,00	196,28	83,74	2 103,00	191	191	125	
18/05/2017	10:00	39 915,00	199,79	83,74	2 106,25	192	192	125	
	15:50	40 265,00	200,66	83,74	2 107,00	192	192	125	
19/05/2017	11:00	41415,00	203,51	83,74	2 109,00	192	192	125	
20/05/2017	16:35	43 190,00	207,82	83,74	2 112,00	193	193	125	
21/05/2017	16:00	44 595,00	211,18	83,74	2 114,75	194	194	125	
22/05/2017	9:20	45 635,00	213,62	83,74	2 117,00	194	194	125	
23/05/2017	14:25	47 380,00	217,67	83,74	2 120,50	195	195	125	
24/05/2017	22:35	49 310,00	222,06	83,74	2 125,00	196	196	125	
ENSAIOU:							VERIFICOU:		

Tabela III. 4 - Registo medições dos deslocamentos no provete 5, do dia 25 de maio até dia 20 de setembro (Provete 5).

<div><div><div><div>UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR</div><div>DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA</div><div>LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA</div></div><div></div></div></div>									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 20/04/2017				PROVETE N.º: 5				PROCESSO N.º: Mestrado_EC	
EDÔMETRON N.º: 1				LOCAL DE AMOSTRAGEM : ETAR Norte, Cacia					
Data	Hora	Tempo min	Raiz ( t )	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
25/05/2017	15:00	50 295,00	224,27	83,74	2 127,25	1,96	1,96	1,25	w=SATURADO
26/05/2017	10:40	51 475,00	226,88	83,74	2 130,00	1,97	1,97	1,25	
27/05/2017	19:28	53 443,00	231,18	83,74	2 134,25	1,97	1,97	1,25	
29/05/2017	13:38	55 973,00	236,59	83,74	2 139,00	1,98	1,98	1,24	
30/05/2017	16:04	57 559,00	239,91	83,74	2 141,50	1,99	1,99	1,24	
	17:40	57 655,00	240,11	83,74	2 141,50	1,99	1,99	1,24	
31/05/2017	15:20	58 955,00	242,81	83,74	2 143,75	1,99	1,99	1,24	
01/06/2017	14:30	60 345,00	245,65	83,74	2 146,00	2,00	2,00	1,24	
05/06/2017	22:24	66 579,00	258,03	83,74	2 155,00	2,02	2,02	1,24	
06/06/2017	22:30	68 025,00	260,82	83,74	2 157,25	2,02	2,02	1,24	
07/06/2017	22:40	69 475,00	263,58	83,74	2 159,25	2,02	2,02	1,24	
08/06/2017	14:40	70 435,00	265,40	83,74	2 160,50	2,03	2,03	1,24	
09/06/2017	14:10	71 845,00	268,04	83,74	2 162,50	2,03	2,03	1,24	
10/06/2017	15:10	73 345,00	270,82	83,74	2 165,00	2,04	2,04	1,24	
12/06/2017	13:25	76 120,00	275,90	83,74	2 169,00	2,04	2,04	1,24	
13/06/2017	17:09	77 784,00	278,90	83,74	2 171,50	2,05	2,05	1,24	
14/06/2017	15:40	79 135,00	281,31	83,74	2 174,00	2,05	2,05	1,24	
19/06/2017	10:15	86 010,00	293,27	83,74	2 185,50	2,08	2,08	1,23	
21/06/2017	11:00	88 935,00	298,22	83,74	2 190,00	2,09	2,09	1,23	
23/06/2017	10:15	91 770,00	302,94	83,74	2 195,00	2,10	2,10	1,23	
25/06/2017	12:00	94 755,00	307,82	83,74	2 199,00	2,10	2,10	1,23	
28/06/2017	14:20	99 215,00	314,98	83,74	2 203,75	2,11	2,11	1,23	
30/06/2017	13:10	102 025,00	319,41	83,74	2 206,00	2,12	2,12	1,23	
03/07/2017	13:35	106 370,00	326,14	83,74	2 208,50	2,12	2,12	1,23	
05/07/2017	14:35	109 310,00	330,62	83,74	2 211,00	2,13	2,13	1,23	
06/07/2017	22:56	111 251,00	333,54	83,74	2 213,00	2,13	2,13	1,23	
12/07/2017	15:00	119 415,00	345,56	83,74	2 219,00	2,14	2,14	1,22	
14/07/2017	18:20	122 495,00	349,99	83,74	2 221,00	2,15	2,15	1,22	
18/07/2017	12:10	127 885,00	357,61	83,74	2 225,00	2,16	2,16	1,22	
19/07/2017	12:50	129 365,00	359,67	83,74	2 226,00	2,16	2,16	1,22	
21/07/2017	12:35	132 230,00	363,63	83,74	2 228,00	2,16	2,16	1,22	
24/07/2017	16:15	136 770,00	369,82	83,74	2 230,50	2,17	2,17	1,22	
26/07/2017	10:05	139 280,00	373,20	83,74	2 232,00	2,17	2,17	1,22	
31/07/2017	13:35	146 690,00	383,00	83,74	2 236,00	2,18	2,18	1,22	
04/08/2017	15:45	152 580,00	390,61	83,74	2 238,75	2,18	2,18	1,22	
07/08/2017	12:54	156 729,00	395,89	83,74	2 242,00	2,19	2,19	1,22	
10/08/2017	17:55	161 350,00	401,68	83,74	2 242,00	2,19	2,19	1,22	
14/08/2017	17:13	167 068,00	408,74	83,74	2 244,00	2,19	2,19	1,22	
16/08/2017	16:45	169 920,00	412,21	83,74	2 245,25	2,20	2,20	1,22	
18/08/2017	15:56	172 751,00	415,63	83,74	2 246,25	2,20	2,20	1,22	
21/08/2017	9:40	176 695,00	420,35	83,74	2 248,00	2,20	2,20	1,22	
25/08/2017	15:02	182 777,00	427,52	83,74	2 250,25	2,21	2,21	1,22	
28/08/2017	15:52	187 147,00	432,60	83,74	2 251,75	2,21	2,21	1,22	
31/08/2017	16:00	191 475,00	437,58	83,74	2 253,25	2,21	2,21	1,22	
04/09/2017	13:58	197 113,00	443,97	83,74	2 254,50	2,22	2,22	1,22	
06/09/2017	10:13	199 768,00	446,95	83,74	2 255,75	2,22	2,22	1,22	
08/09/2017	11:58	202 753,00	450,28	83,74	2 256,00	2,22	2,22	1,22	
12/09/2017	10:05	208 400,00	456,51	83,74	2 257,50	2,22	2,22	1,22	
20/09/2017	13:40	220 135,00	469,19	83,74	2 260,00	2,23	2,23	1,21	
ENSAIOU:				CALCULOU:			VERIFICOU:		

2) Provete 6 - Cacia - Ind.

Tabela III. 5 - Características iniciais do provete 6.



 <b>UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR</b> DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA  <b>LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA</b>																										
<b>ENSAIO EDOMÉTRICO</b>																										
DATA : 20/04/2017	PROVETE N.º: 6	PROCESSO N.º: MESTRADO_EC																								
EDÓMETRO N.º: 2	LOCAL DE AMOSTRAGEM : ETAR Norte, Cacia																									
Classificação: Unificada - OL silte arenoso orgânico A.A.S.H.O. - A - 5																										
Descrição: Lodos recolhidos a 50cm de profundidade (Indeformada)																										
<b>CARACTERISTICAS INICIAIS DO PROVETE</b>																										
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 65%;">Edometro n.º</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">2,00</td> <td style="width: 20%;"></td> </tr> <tr> <td>Peso do anel (<math>P_a</math>)</td> <td style="text-align: center;">64,95</td> <td style="text-align: center;">(g)</td> </tr> <tr> <td>Área do anel (<math>A</math>)</td> <td style="text-align: center;">32,67</td> <td style="text-align: center;">(cm²)</td> </tr> <tr> <td>Altura do provete (<math>h_0</math>)</td> <td style="text-align: center;">2,00</td> <td style="text-align: center;">(cm)</td> </tr> <tr> <td>Peso do provete húmido+anel (<math>P_1</math>)</td> <td style="text-align: center;">168,50</td> <td style="text-align: center;">(g)</td> </tr> <tr> <td>Peso do provete húmido (<math>P_{ph}=P_1-P_a</math>)</td> <td style="text-align: center;">103,55</td> <td style="text-align: center;">(g)</td> </tr> <tr> <td>Volume inicial do provete (<math>V_0</math>)</td> <td style="text-align: center;">65,35</td> <td style="text-align: center;">(cm³)</td> </tr> <tr> <td>Peso volúmico do provete (<math>\gamma_t=P_{ph}/V_0</math>)</td> <td style="text-align: center;">1,58</td> <td style="text-align: center;">(g/cm³)</td> </tr> </table>			Edometro n.º	2,00		Peso do anel ( $P_a$ )	64,95	(g)	Área do anel ( $A$ )	32,67	(cm²)	Altura do provete ( $h_0$ )	2,00	(cm)	Peso do provete húmido+anel ( $P_1$ )	168,50	(g)	Peso do provete húmido ( $P_{ph}=P_1-P_a$ )	103,55	(g)	Volume inicial do provete ( $V_0$ )	65,35	(cm³)	Peso volúmico do provete ( $\gamma_t=P_{ph}/V_0$ )	1,58	(g/cm³)
Edometro n.º	2,00																									
Peso do anel ( $P_a$ )	64,95	(g)																								
Área do anel ( $A$ )	32,67	(cm²)																								
Altura do provete ( $h_0$ )	2,00	(cm)																								
Peso do provete húmido+anel ( $P_1$ )	168,50	(g)																								
Peso do provete húmido ( $P_{ph}=P_1-P_a$ )	103,55	(g)																								
Volume inicial do provete ( $V_0$ )	65,35	(cm³)																								
Peso volúmico do provete ( $\gamma_t=P_{ph}/V_0$ )	1,58	(g/cm³)																								
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 65%;">Peso específico das partículas sólidas (<math>\gamma_s</math>)</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">2,52</td> <td style="width: 20%; text-align: center;">(g/cm³)</td> </tr> <tr> <td>Teor em água (<math>W_0</math>)</td> <td style="text-align: center;">52,62</td> <td style="text-align: center;">(%)</td> </tr> </table>			Peso específico das partículas sólidas ( $\gamma_s$ )	2,52	(g/cm³)	Teor em água ( $W_0$ )	52,62	(%)																		
Peso específico das partículas sólidas ( $\gamma_s$ )	2,52	(g/cm³)																								
Teor em água ( $W_0$ )	52,62	(%)																								
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 65%;">Peso volúmico seco do provete (<math>\gamma_{d0}=100 \cdot \gamma_t / (100+W_0)</math>)</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">1,04</td> <td style="width: 20%; text-align: center;">(g/cm³)</td> </tr> <tr> <td>Peso do provete seco (<math>P_s=\gamma_{d0} \cdot V_0</math>)</td> <td style="text-align: center;">67,85</td> <td style="text-align: center;">(g)</td> </tr> <tr> <td>Altura reduzida (altura dos sólidos) (<math>h_{s0}=P_s/(A \cdot \gamma_s)</math>)</td> <td style="text-align: center;">0,82</td> <td style="text-align: center;">(cm)</td> </tr> <tr> <td>Índice de vazios (<math>e_0=(h_0-h_{s0})/h_{s0}</math>)</td> <td style="text-align: center;">1,43</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Grau de Saturação (<math>S=\gamma_s \cdot W_0 / e_0</math>)</td> <td style="text-align: center;">92,91</td> <td style="text-align: center;">(%)</td> </tr> </table>			Peso volúmico seco do provete ( $\gamma_{d0}=100 \cdot \gamma_t / (100+W_0)$ )	1,04	(g/cm³)	Peso do provete seco ( $P_s=\gamma_{d0} \cdot V_0$ )	67,85	(g)	Altura reduzida (altura dos sólidos) ( $h_{s0}=P_s/(A \cdot \gamma_s)$ )	0,82	(cm)	Índice de vazios ( $e_0=(h_0-h_{s0})/h_{s0}$ )	1,43		Grau de Saturação ( $S=\gamma_s \cdot W_0 / e_0$ )	92,91	(%)									
Peso volúmico seco do provete ( $\gamma_{d0}=100 \cdot \gamma_t / (100+W_0)$ )	1,04	(g/cm³)																								
Peso do provete seco ( $P_s=\gamma_{d0} \cdot V_0$ )	67,85	(g)																								
Altura reduzida (altura dos sólidos) ( $h_{s0}=P_s/(A \cdot \gamma_s)$ )	0,82	(cm)																								
Índice de vazios ( $e_0=(h_0-h_{s0})/h_{s0}$ )	1,43																									
Grau de Saturação ( $S=\gamma_s \cdot W_0 / e_0$ )	92,91	(%)																								
Observações:																										
ENSAIOU:	CALCULOU:	VERIFICOU:																								



Tabela III. 6 - Registo medições dos deslocamentos no provete 5, do dia 20 de abril até dia 25 de abril (Provete 6).



<div><div><div>FACULDADE ENGENHARIA</div></div><div>UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR</div><div>DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA</div><div>LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA</div></div> <div></div>									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 20/04/2017				PROVETE N.º : 6				PROCESSO N.º : Mestrado_EC	
EDÓMETRON.º : 2				LOCAL DE AMOSTRAGEM : ETAR Norte, Cacia					
Data	Hora	Tempo min	Raiz ( t )	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
20/04/2017	16:31			8,71	735,00	0,00	0,00	143	w=Saturado
20/04/2017	16:31	0,00	0,00	83,74	735,00	0,00	0,00	143	
		0,25	0,50	83,74	961,00	0,45	0,45	137	
		0,50	0,71	83,74	1032,00	0,59	0,59	136	
		1,00	1,00	83,74	1126,00	0,78	0,78	133	
		2,25	1,50	83,74	1254,00	1,04	1,04	130	
		4,00	2,00	83,74	1346,00	1,22	1,22	128	
		6,25	2,50	83,74	1399,00	1,33	1,33	127	
		9,00	3,00	83,74	1430,00	1,39	1,39	126	
		12,25	3,50	83,74	1450,00	1,43	1,43	125	
		16,00	4,00	83,74	1463,00	1,46	1,46	125	
		36,00	6,00	83,74	1496,00	1,52	1,52	124	
		64,00	8,00	83,74	1518,00	1,57	1,57	124	
		100,00	10,00	83,74	1530,00	1,59	1,59	123	
		144,00	12,00	83,74	1541,00	1,61	1,61	123	
		196,00	14,00	83,74	1547,00	1,62	1,62	123	
	21:09	278,00	16,67	83,74	1556,00	1,64	1,64	123	
	22:00	329,00	18,14	83,74	1560,00	1,65	1,65	123	
	23:00	389,00	19,72	83,74	1564,00	1,66	1,66	123	
21/04/2017	00:00	449,00	21,19	83,74	1567,00	1,66	1,66	123	
	10:50	1099,00	33,15	83,74	1584,00	1,70	1,70	122	
	11:55	1164,00	34,12	83,74	1585,00	1,70	1,70	122	
	14:13	1302,00	36,08	83,74	1587,00	1,70	1,70	122	
	16:48	1457,00	38,17	83,74	1590,00	1,71	1,71	122	
	18:25	1554,00	39,42	83,74	1591,50	1,71	1,71	122	
	19:17	1606,00	40,07	83,74	1592,50	1,72	1,72	122	
	21:30	1739,00	41,70	83,74	1594,00	1,72	1,72	122	
	22:35	1804,00	42,47	83,74	1595,00	1,72	1,72	122	
22/04/2017	00:04	1893,00	43,51	83,74	1596,25	1,72	1,72	122	
	01:50	1999,00	44,71	83,74	1597,75	1,73	1,73	122	
	02:39	2048,00	45,25	83,74	1598,25	1,73	1,73	122	
	12:50	2659,00	51,57	83,74	1602,25	1,73	1,73	122	
	14:41	2770,00	52,63	83,74	1603,75	1,74	1,74	122	
	16:41	2890,00	53,76	83,74	1604,75	1,74	1,74	122	
	18:29	2998,00	54,75	83,74	1606,00	1,74	1,74	122	
	19:44	3073,00	55,43	83,74	1606,25	1,74	1,74	122	
	22:44	3253,00	57,04	83,74	1607,75	1,75	1,75	122	
23/04/2017	01:30	3419,00	58,47	83,74	1609,00	1,75	1,75	121	
	12:18	4067,00	63,77	83,74	1611,00	1,75	1,75	121	
	14:12	4181,00	64,66	83,74	1612,50	1,76	1,76	121	
	16:50	4339,00	65,87	83,74	1614,00	1,76	1,76	121	
	19:25	4494,00	67,04	83,74	1615,00	1,76	1,76	121	
	22:25	4674,00	68,37	83,74	1615,75	1,76	1,76	121	
24/04/2017	10:07	5376,00	73,32	83,74	1619,00	1,77	1,77	121	
	11:02	5431,00	73,70	83,74	1619,50	1,77	1,77	121	
	12:30	5519,00	74,29	83,74	1620,00	1,77	1,77	121	
	14:19	5628,00	75,02	83,74	1620,25	1,77	1,77	121	
	16:03	5732,00	75,71	83,74	1621,00	1,77	1,77	121	
25/04/2017	10:01	6810,00	82,52	83,74	1625,00	1,78	1,78	121	
ENSAIOU:				CALCULOU:				VERIFICOU:	

Tabela III. 7 - Registo medições dos deslocamentos no provete 5, do dia 26 de abril até dia 24 de maio (Provete 6).





<div><div><div>FACULDADE ENGENHARIA</div></div><div>UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR</div><div>DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA</div><div>LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA</div></div> <div></div>									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 20/04/2017				PROVETEN.º: 6				PROCESSO N.º: Mestrado_EC	
EDÔMETRON.º: 2				LOCAL DE AMOSTRAGEM : ETAR Norte, Cacia					
Data	Hora	Tempo min	Raiz ( t )	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
	12:08	6 937,00	83,29	83,74	1626,00	178	178	121	w=Saturado
	14:53	7 102,00	84,27	83,74	1626,50	178	178	121	
	16:10	7 179,00	84,73	83,74	1627,00	178	178	121	
	17:21	7 250,00	85,15	83,74	1627,25	178	178	121	
	18:09	7 298,00	85,43	83,74	1627,50	179	179	121	
26/04/2017	10:27	8 276,00	90,97	83,74	1629,75	179	179	121	
	14:12	8 501,00	92,20	83,74	1630,25	179	179	121	
	16:37	8 646,00	92,98	83,74	1630,75	179	179	121	
27/04/2017	09:57	9 686,00	98,42	83,74	1632,75	180	180	121	
	12:00	9 809,00	99,04	83,74	1633,00	180	180	121	
	15:34	10 023,00	100,11	83,74	1633,50	180	180	121	
28/04/2017	10:50	11 179,00	105,73	83,74	1635,75	180	180	121	
	12:32	11 281,00	106,21	83,74	1636,00	180	180	121	
29/04/2017	15:41	12 910,00	113,62	83,74	1639,00	181	181	121	
	17:49	13 038,00	114,18	83,74	1639,50	181	181	121	
30/04/2017	15:19	14 328,00	119,70	83,74	1642,00	181	181	121	
01/05/2017	13:43	15 672,00	125,19	83,74	1644,50	182	182	121	
02/05/2017	10:50	16 939,00	130,15	83,74	1647,25	182	182	121	
	15:20	17 209,00	131,18	83,74	1648,00	183	183	121	
	16:47	17 296,00	131,51	83,74	1648,25	183	183	121	
03/05/2017	09:47	18 316,00	135,34	83,74	1650,75	183	183	120	
	11:29	18 418,00	135,71	83,74	1651,00	183	183	120	
	12:32	18 481,00	135,94	83,74	1651,25	183	183	120	
	17:28	18 777,00	137,03	83,74	1652,50	184	184	120	
04/05/2017	10:48	19 817,00	140,77	83,74	1655,00	184	184	120	
	12:50	19 939,00	141,21	83,74	1655,50	184	184	120	
	14:24	20 033,00	141,54	83,74	1656,00	184	184	120	
05/05/2017	10:12	21 221,00	145,67	83,74	1659,25	185	185	120	
06/05/2017	15:40	22 989,00	151,62	83,74	1663,75	186	186	120	
07/05/2017	16:50	24 499,00	156,52	83,74	1667,00	186	186	120	
08/05/2017	14:17	25 786,00	160,58	83,74	1669,50	187	187	120	
09/05/2017	14:15	27 224,00	165,00	83,74	1672,75	188	188	120	
10/05/2017	18:50	28 939,00	170,11	83,74	1676,00	188	188	120	
11/05/2017	08:50	29 779,00	172,57	83,74	1677,50	189	189	120	
12/05/2017	15:00	31 589,00	177,73	83,74	1680,50	189	189	120	
13/05/2017	15:20	33 049,00	181,79	83,74	1682,50	190	190	120	
14/05/2017	14:30	34 439,00	185,58	83,74	1684,75	190	190	120	
15/05/2017	10:00	35 609,00	188,70	83,74	1686,50	190	190	120	
	15:17	35 926,00	189,54	83,74	1687,00	190	190	120	
16/05/2017	12:10	37 179,00	192,82	83,74	1688,50	191	191	120	
17/05/2017	10:50	38 539,00	196,31	83,74	1690,50	191	191	120	
18/05/2017	10:00	39 929,00	199,82	83,74	1692,25	191	191	119	
	15:50	40 279,00	200,70	83,74	1693,00	192	192	119	
19/05/2017	11:00	41 429,00	203,54	83,74	1694,50	192	192	119	
20/05/2017	16:35	43 204,00	207,86	83,74	1696,75	192	192	119	
21/05/2017	16:00	44 609,00	211,21	83,74	1698,25	193	193	119	
22/05/2017	09:20	45 649,00	213,66	83,74	1699,50	193	193	119	
23/05/2017	14:25	47 394,00	217,70	83,74	1701,50	193	193	119	
24/05/2017	22:35	49 324,00	222,09	83,74	1704,00	194	194	119	
ENSAIOU:				CALCULOU:			VERIFICOU:		

Tabela III. 8 - Registo medições dos deslocamentos no provete 5, do dia 25 de maio até dia 20 de setembro (Provete 6).

<div><div><div>UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR</div><div>DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA</div><div>LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA</div></div><div></div></div>									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 20/04/2017				PROVETE N.º: 6				PROCESSO N.º: Mestrado_EC	
EDÓMETRON.º: 2				LOCAL DE AMOSTRAGEM : ETAR Norte, Cacia					
Data	Hora	Tempo min	Raiz ( t )	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
25/05/2017	15:00	50 309,00	224,30	83,74	1705,25	194	194	1,19	w=Saturado
26/05/2017	10:40	51489,00	226,91	83,74	1706,75	194	194	1,19	
27/05/2017	19:28	53 457,00	231,21	83,74	1709,00	195	195	1,19	
29/05/2017	13:38	55 987,00	236,62	83,74	1712,50	196	196	1,19	
30/05/2017	16:04	57 573,00	239,94	83,74	1713,00	196	196	1,19	
	17:40	57 669,00	240,14	83,74	1713,75	196	196	1,19	
31/05/2017	15:20	58 969,00	242,84	83,74	1714,75	196	196	1,19	
01/06/2017	14:30	60 359,00	245,68	83,74	1716,00	196	196	1,19	
05/06/2017	22:24	66 593,00	258,06	83,74	1721,25	197	197	1,19	
06/06/2017	22:30	68 039,00	260,84	83,74	1722,25	197	197	1,19	
07/06/2017	22:40	69 489,00	263,61	83,74	1723,25	198	198	1,19	
08/06/2017	14:40	70 449,00	265,42	83,74	1724,00	198	198	1,19	
09/06/2017	14:10	71 859,00	268,07	83,74	1725,25	198	198	1,19	
10/06/2017	15:10	73 359,00	270,85	83,74	1726,25	198	198	1,19	
12/06/2017	13:25	76 134,00	275,92	83,74	1728,00	199	199	1,19	
13/06/2017	17:09	77 798,00	278,92	83,74	1729,50	199	199	1,19	
14/06/2017	15:40	79 149,00	281,33	83,74	1730,50	199	199	1,19	
19/06/2017	10:15	86 024,00	293,30	83,74	1736,25	2,00	2,00	1,18	
21/06/2017	11:00	88 949,00	298,24	83,74	1738,50	2,01	2,01	1,18	
23/06/2017	10:15	91 784,00	302,96	83,74	1741,50	2,01	2,01	1,18	
25/06/2017	12:00	94 769,00	307,85	83,74	1743,25	2,02	2,02	1,18	
28/06/2017	14:20	99 229,00	315,01	83,74	1746,00	2,02	2,02	1,18	
30/06/2017	13:10	102 039,00	319,44	83,74	1747,25	2,02	2,02	1,18	
03/07/2017	13:35	106 384,00	326,17	83,74	1749,00	2,03	2,03	1,18	
05/07/2017	14:35	109 324,00	330,64	83,74	1750,00	2,03	2,03	1,18	
06/07/2017	22:56	111 265,00	333,56	83,74	1751,00	2,03	2,03	1,18	
12/07/2017	15:00	119 429,00	345,59	83,74	1754,00	2,04	2,04	1,18	
14/07/2017	18:20	122 509,00	350,01	83,74	1754,75	2,04	2,04	1,18	
18/07/2017	12:10	127 899,00	357,63	83,74	1757,75	2,05	2,05	1,18	
19/07/2017	12:50	129 379,00	359,69	83,74	1759,00	2,05	2,05	1,18	
21/07/2017	12:35	132 244,00	363,65	83,74	1760,00	2,05	2,05	1,18	
24/07/2017	16:15	136 784,00	369,84	83,74	1761,50	2,05	2,05	1,18	
26/07/2017	10:05	139 294,00	373,22	83,74	1762,25	2,05	2,05	1,18	
31/07/2017	13:35	146 704,00	383,02	83,74	1765,00	2,06	2,06	1,18	
04/08/2017	15:45	152 594,00	390,63	83,74	1766,50	2,06	2,06	1,18	
07/08/2017	12:54	156 743,00	395,91	83,74	1768,00	2,07	2,07	1,18	
10/08/2017	17:55	161 364,00	401,70	83,74	1769,75	2,07	2,07	1,18	
14/08/2017	17:13	167 082,00	408,76	83,74	1771,00	2,07	2,07	1,18	
16/08/2017	16:45	169 934,00	412,23	83,74	1772,00	2,07	2,07	1,18	
18/08/2017	15:56	172 765,00	415,65	83,74	1772,25	2,07	2,07	1,18	
21/08/2017	9:40	176 709,00	420,37	83,74	1773,50	2,08	2,08	1,18	
25/08/2017	15:02	182 791,00	427,54	83,74	1775,75	2,08	2,08	1,17	
28/08/2017	15:52	187 161,00	432,62	83,74	1776,50	2,08	2,08	1,17	
31/08/2017	16:00	191 489,00	437,59	83,74	1777,25	2,08	2,08	1,17	
04/09/2017	13:58	197 127,00	443,99	83,74	1778,50	2,09	2,09	1,17	
06/09/2017	10:13	199 782,00	446,97	83,74	1779,25	2,09	2,09	1,17	
08/09/2017	11:58	202 767,00	450,30	83,74	1780,00	2,09	2,09	1,17	
12/09/2017	10:05	208 414,00	456,52	83,74	1781,50	2,09	2,09	1,17	
20/09/2017	13:40	220 149,00	469,20	83,74	1783,50	2,10	2,10	1,17	
ENSAIOU:				CALCULOU:			VERIFICOU:		

3) Provete 7 - Cacia - Rem.

Tabela III. 9 - Características iniciais do provete 7.





 <b>UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR</b> DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA  LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA		
<b>ENSAIO EDOMÉTRICO</b>		
DATA : 20/04/2017	PROVETE N.º: 7	PROCESSO N.º: MESTRADO_EC
EDÓMETRON.º: 3	LOCAL DE AMOSTRAGEM : ETAR Norte, Cacia	
Classificação: Unificada - OL silte arenoso orgânico <span style="float: right;">A.A.S.H.O. - A - 5</span>		
Descrição: Lodos recolhidos a 50cm de profundidade (REMEXIDA)		
<b>CARACTERISTICAS INICIAIS DO PROVETE</b>		
Edometro n.º	1,00	
Peso do anel ( $P_a$ )	64,95	(g)
Área do anel ( $A$ )	32,67	(cm²)
Altura do provete ( $h_0$ )	2,00	(cm)
Peso do provete húmido+anel ( $P_1$ )	166,61	(g)
Peso do provete húmido ( $P_{ph}=P_1-P_a$ )	101,66	(g)
Volume inicial do provete ( $V_0$ )	65,35	(cm³)
Peso volúmico do provete ( $\gamma_t=P_{ph}/V_0$ )	1,56	(g/cm³)
Peso específico das partículas sólidas ( $\gamma_s$ )	2,52	(g/cm³)
Teor em água ( $W_0$ )	62,41	(%)
Peso volúmico seco do provete ( $\gamma_{d0}=100 \cdot \gamma_t / (100+W_0)$ )	0,96	(g/cm³)
Peso do provete seco ( $P_s=\gamma_{d0} \cdot V_0$ )	62,60	(g)
Altura reduzida (altura dos sólidos) ( $h_{s0}=P_s/(A \cdot \gamma_s)$ )	0,76	(cm)
Índice de vazios ( $e_0=(h_0-h_{s0})/h_{s0}$ )	1,63	
Grau de Saturação ( $S=\gamma_s \cdot W_0/e_0$ )	96,43	(%)
Observações:		
ENSAIOU:	CALCULOU:	VERIFICOU:

Tabela III. 10 - Registro medições dos deslocamentos no provete 5, do dia 20 de abril até dia 24 de abril (Provete 7).

<div><div><div><div>UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR</div><div>DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA</div><div>LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA</div></div><div></div></div></div>									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 20/04/2017				PROVETEN.º: 7				PROCESSO N.º: Mestrado_EC	
EDÓMETRON.º: 3				LOCAL DE AMOSTRAGEM : ETAR Norte, Cacia					
Data	Hora	Tempo min	Raiz ( t )	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
20/04/2017	15:54			8,70	144,00	0,00	0,00	163	w=Saturado
20/04/2017	15:55	0,00	0,00	83,73	144,00	0,00	0,00	163	
		0,25	0,50	83,73	1419,00	0,55	0,55	156	
		0,50	0,71	83,73	1471,00	0,65	0,65	154	
		1,00	1,00	83,73	1547,00	0,81	0,81	152	
		2,25	1,50	83,73	1678,00	1,07	1,07	149	
		4,00	2,00	83,73	1829,00	1,37	1,37	145	
		6,25	2,50	83,73	1943,00	1,60	1,60	142	
		9,00	3,00	83,73	2 029,00	1,77	1,77	140	
		12,25	3,50	83,73	2 088,00	1,89	1,89	138	
		16,00	4,00	83,73	2 135,00	1,98	1,98	137	
		36,00	6,00	83,73	2 227,00	2,17	2,17	135	
		64,00	8,00	83,73	2 248,00	2,21	2,21	134	
		100,00	10,00	83,73	2 266,00	2,24	2,24	134	
		144,00	12,00	83,73	2 275,00	2,26	2,26	133	
		196,00	14,00	83,73	2 286,00	2,28	2,28	133	
	20:00	245,00	15,65	83,73	2 290,00	2,29	2,29	133	
	21:09	314,00	17,72	83,73	2 298,00	2,31	2,31	133	
	22:00	365,00	19,10	83,73	2 301,00	2,31	2,31	133	
	23:00	425,00	20,62	83,73	2 305,00	2,32	2,32	133	
21/04/2017	00:00	485,00	22,02	83,73	2 308,00	2,33	2,33	132	
	10:50	1135,00	33,69	83,73	2 324,00	2,36	2,36	132	
	11:55	1200,00	34,64	83,73	2 325,00	2,36	2,36	132	
	14:13	1338,00	36,58	83,73	2 327,00	2,37	2,37	132	
	16:48	1493,00	38,64	83,73	2 330,00	2,37	2,37	132	
	18:25	1590,00	39,87	83,73	2 331,00	2,37	2,37	132	
	19:17	1642,00	40,52	83,73	2 331,50	2,38	2,38	132	
	21:29	1774,00	42,12	83,73	2 334,00	2,38	2,38	132	
	22:35	1840,00	42,90	83,73	2 334,50	2,38	2,38	132	
22/04/2017	00:04	1929,00	43,92	83,73	2 335,75	2,38	2,38	132	
	01:50	2 035,00	45,11	83,73	2 337,00	2,39	2,39	132	
	02:39	2 084,00	45,65	83,73	2 337,50	2,39	2,39	132	
	12:50	2 695,00	51,91	83,73	2 341,50	2,40	2,40	132	
	14:41	2 806,00	52,97	83,73	2 342,75	2,40	2,40	132	
	16:41	2 926,00	54,09	83,73	2 344,00	2,40	2,40	132	
	18:29	3 034,00	55,08	83,73	2 345,00	2,40	2,40	131	
	19:44	3 109,00	55,76	83,73	2 345,50	2,40	2,40	131	
	22:44	3 289,00	57,35	83,73	2 347,00	2,41	2,41	131	
23/04/2017	01:30	3 455,00	58,78	83,73	2 348,25	2,41	2,41	131	
	12:18	4 103,00	64,05	83,73	2 351,25	2,41	2,41	131	
	14:12	4 217,00	64,94	83,73	2 351,75	2,42	2,42	131	
	16:50	4 375,00	66,14	83,73	2 353,00	2,42	2,42	131	
	19:25	4 530,00	67,31	83,73	2 354,00	2,42	2,42	131	
	22:25	4 710,00	68,63	83,73	2 355,25	2,42	2,42	131	
24/07/2017	10:07	5 412,00	73,57	83,73	2 358,00	2,43	2,42	163	
	11:02	5 467,00	73,94	83,73	2 358,50	2,43	2,42	163	
	12:30	5 555,00	74,53	83,73	2 359,00	2,43	2,43	131	
	14:19	5 664,00	75,26	83,73	2 359,75	2,43	2,43	131	
	16:03	5 768,00	75,95	83,73	2 360,00	2,43	2,43	131	
ENSAIOU:				CALCULOU:				VERIFICOU:	

w=Saturado

Tabela III. 11 - Registo medições dos deslocamentos no provete 5, do dia 25 de abril até dia 23 de maio (Provete 7).





<div><div><div>UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA</div></div><div></div></div>									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 20/04/2017				PROVETE N.º: 7				PROCESSO N.º: Mestrado_EC	
EDÓMETRON.º: 3				LOCAL DE AMOSTRAGEM : ETAR Norte, Cacia					
Data	Hora	Tempo min	Raiz ( t )	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
25/04/2017	10:01	6 846,00	82,74	83,73	2 364,25	2,44	2,44	131	w=Saturado
	12:08	6 973,00	83,50	83,73	2 365,00	2,44	2,44	131	
	14:53	7 138,00	84,49	83,73	2 365,75	2,44	2,44	131	
	16:10	7 215,00	84,94	83,73	2 366,00	2,44	2,44	131	
	17:21	7 286,00	85,36	83,73	2 366,50	2,45	2,45	131	
	18:09	7 334,00	85,64	83,73	2 367,00	2,45	2,45	131	
26/04/2017	10:27	8 312,00	91,17	83,73	2 369,50	2,45	2,45	131	
	14:12	8 537,00	92,40	83,73	2 370,25	2,45	2,45	131	
	16:37	8 682,00	93,18	83,73	2 371,00	2,45	2,45	131	
27/04/2017	09:57	9 722,00	98,60	83,73	2 375,00	2,46	2,46	131	
	12:00	9 845,00	99,22	83,73	2 375,50	2,46	2,46	131	
	15:34	10 059,00	100,29	83,73	2 376,75	2,47	2,47	131	
28/04/2017	10:50	11215,00	105,90	83,73	2 380,25	2,47	2,47	131	
	12:32	11317,00	106,38	83,73	2 380,75	2,47	2,47	131	
29/04/2017	15:41	12 946,00	113,78	83,73	2 388,00	2,49	2,49	130	
	17:49	13 074,00	114,34	83,73	2 388,50	2,49	2,49	130	
29/04/2017	15:19	14 364,00	119,85	83,73	2 393,00	2,50	2,50	130	
01/05/2017	13:43	15 708,00	125,33	83,73	2 396,75	2,51	2,51	130	
02/05/2017	10:50	16 975,00	130,29	83,73	2 400,75	2,51	2,51	130	
	15:20	17 245,00	131,32	83,73	2 402,25	2,52	2,52	130	
	16:47	17 332,00	131,65	83,73	2 402,75	2,52	2,52	130	
03/05/2017	09:47	18 352,00	135,47	83,73	2 406,25	2,52	2,52	130	
	11:29	18 454,00	135,85	83,73	2 407,00	2,53	2,53	130	
	12:32	18 517,00	136,08	83,73	2 407,25	2,53	2,53	130	
	17:28	18 813,00	137,16	83,73	2 409,00	2,53	2,53	130	
04/05/2017	10:48	19 853,00	140,90	83,73	2 412,50	2,54	2,54	130	
	12:50	19 975,00	141,33	83,73	2 413,50	2,54	2,54	130	
	14:24	20 069,00	141,67	83,73	2 414,00	2,54	2,54	130	
05/05/2017	10:12	21257,00	145,80	83,73	2 418,00	2,55	2,55	130	
06/05/2017	15:40	23 025,00	151,74	83,73	2 424,25	2,56	2,56	129	
07/05/2017	16:50	24 535,00	156,64	83,73	2 428,50	2,57	2,57	129	
08/05/2017	14:17	25 822,00	160,69	83,73	2 432,25	2,58	2,58	129	
09/05/2017	14:15	27 260,00	165,11	83,73	2 437,75	2,59	2,59	129	
10/05/2017	18:50	28 975,00	170,22	83,73	2 442,75	2,60	2,60	129	
11/05/2017	08:50	29 815,00	172,67	83,73	2 445,00	2,60	2,60	129	
12/05/2017	15:00	31625,00	177,83	83,73	2 449,25	2,61	2,61	129	
13/05/2017	15:20	33 085,00	181,89	83,73	2 452,00	2,62	2,62	129	
14/05/2017	14:30	34 475,00	185,67	83,73	2 455,00	2,62	2,62	129	
15/05/2017	10:00	35 645,00	188,80	83,73	2 457,50	2,63	2,63	129	
	15:17	35 962,00	189,64	83,73	2 458,50	2,63	2,63	128	
16/05/2017	12:10	37 215,00	192,91	83,73	2 460,75	2,63	2,63	128	
17/05/2017	10:50	38 575,00	196,41	83,73	2 464,00	2,64	2,64	128	
18/05/2017	10:00	39 965,00	199,91	83,73	2 466,25	2,64	2,64	128	
	15:50	40 315,00	200,79	83,73	2 467,00	2,65	2,65	128	
19/05/2017	11:00	41465,00	203,63	83,73	2 468,75	2,65	2,65	128	
20/05/2017	16:35	43 240,00	207,94	83,73	2 471,50	2,66	2,66	128	
21/05/2017	16:00	44 645,00	211,29	83,73	2 474,00	2,66	2,66	128	
22/05/2017	09:20	45 685,00	213,74	83,73	2 476,00	2,66	2,66	128	
23/05/2017	14:25	47 430,00	217,78	83,73	2 479,25	2,67	2,67	128	
ENSAIOU:				CALCULOU:			VERIFICOU:		

Tabela III. 12 - Registo medições dos deslocamentos no provete 5, do dia 24 de maio até dia 20 de setembro (Provete 7).

<div><div><div><div>UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR</div><div>DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITECTURA</div><div>LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA</div></div><div></div></div></div>									
ENSAIO EDOMÉTRICO									
DATA : 20/04/2017				PROVETE N.º : 7				PROCESSO N.º : Mestrado_EC	
EDÓMETRON.º : 3				LOCAL DE AMOSTRAGEM : ETAR Norte, Cacia					
Data	Hora	Tempo min	Raiz ( t )	Tensão (kPa)	Deslocamentos		Assentamento		Observações
					DIV	mm	mm	e	
25/04/2017	10:01	6 846,00	82,74	83,73	2 364,25	2,44	2,44	1,31	w=Saturado
	12:08	6 973,00	83,50	83,73	2 365,00	2,44	2,44	1,31	
	14:53	7 138,00	84,49	83,73	2 365,75	2,44	2,44	1,31	
	16:10	7 215,00	84,94	83,73	2 366,00	2,44	2,44	1,31	
	17:21	7 286,00	85,36	83,73	2 366,50	2,45	2,45	1,31	
	18:09	7 334,00	85,64	83,73	2 367,00	2,45	2,45	1,31	
26/04/2017	10:27	8 312,00	91,17	83,73	2 369,50	2,45	2,45	1,31	
	14:12	8 537,00	92,40	83,73	2 370,25	2,45	2,45	1,31	
	16:37	8 682,00	93,18	83,73	2 371,00	2,45	2,45	1,31	
27/04/2017	09:57	9 722,00	98,60	83,73	2 375,00	2,46	2,46	1,31	
	12:00	9 845,00	99,22	83,73	2 375,50	2,46	2,46	1,31	
	15:34	10 059,00	100,29	83,73	2 376,75	2,47	2,47	1,31	
28/04/2017	10:50	11215,00	105,90	83,73	2 380,25	2,47	2,47	1,31	
	12:32	11317,00	106,38	83,73	2 380,75	2,47	2,47	1,31	
29/04/2017	15:41	12 946,00	113,78	83,73	2 388,00	2,49	2,49	1,30	
	17:49	13 074,00	114,34	83,73	2 388,50	2,49	2,49	1,30	
29/04/2017	15:19	14 364,00	119,85	83,73	2 393,00	2,50	2,50	1,30	
01/05/2017	13:43	15 708,00	125,33	83,73	2 396,75	2,51	2,51	1,30	
02/05/2017	10:50	16 975,00	130,29	83,73	2 400,75	2,51	2,51	1,30	
	15:20	17 245,00	131,32	83,73	2 402,25	2,52	2,52	1,30	
	16:47	17 332,00	131,65	83,73	2 402,75	2,52	2,52	1,30	
03/05/2017	09:47	18 352,00	135,47	83,73	2 406,25	2,52	2,52	1,30	
	11:29	18 454,00	135,85	83,73	2 407,00	2,53	2,53	1,30	
	12:32	18 517,00	136,08	83,73	2 407,25	2,53	2,53	1,30	
	17:28	18 813,00	137,16	83,73	2 409,00	2,53	2,53	1,30	
04/05/2017	10:48	19 853,00	140,90	83,73	2 412,50	2,54	2,54	1,30	
	12:50	19 975,00	141,33	83,73	2 413,50	2,54	2,54	1,30	
	14:24	20 069,00	141,67	83,73	2 414,00	2,54	2,54	1,30	
05/05/2017	10:12	21257,00	145,80	83,73	2 418,00	2,55	2,55	1,30	
06/05/2017	15:40	23 025,00	151,74	83,73	2 424,25	2,56	2,56	1,29	
07/05/2017	16:50	24 535,00	156,64	83,73	2 428,50	2,57	2,57	1,29	
08/05/2017	14:17	25 822,00	160,69	83,73	2 432,25	2,58	2,58	1,29	
09/05/2017	14:15	27 260,00	165,11	83,73	2 437,75	2,59	2,59	1,29	
10/05/2017	18:50	28 975,00	170,22	83,73	2 442,75	2,60	2,60	1,29	
11/05/2017	08:50	29 815,00	172,67	83,73	2 445,00	2,60	2,60	1,29	
12/05/2017	15:00	31625,00	177,83	83,73	2 449,25	2,61	2,61	1,29	
13/05/2017	15:20	33 085,00	181,89	83,73	2 452,00	2,62	2,62	1,29	
14/05/2017	14:30	34 475,00	185,67	83,73	2 455,00	2,62	2,62	1,29	
15/05/2017	10:00	35 645,00	188,80	83,73	2 457,50	2,63	2,63	1,29	
	15:17	35 962,00	189,64	83,73	2 458,50	2,63	2,63	1,28	
16/05/2017	12:10	37 215,00	192,91	83,73	2 460,75	2,63	2,63	1,28	
17/05/2017	10:50	38 575,00	196,41	83,73	2 464,00	2,64	2,64	1,28	
18/05/2017	10:00	39 965,00	199,91	83,73	2 466,25	2,64	2,64	1,28	
	15:50	40 315,00	200,79	83,73	2 467,00	2,65	2,65	1,28	
19/05/2017	11:00	41465,00	203,63	83,73	2 468,75	2,65	2,65	1,28	
20/05/2017	16:35	43 240,00	207,94	83,73	2 471,50	2,66	2,66	1,28	
21/05/2017	16:00	44 645,00	211,29	83,73	2 474,00	2,66	2,66	1,28	
22/05/2017	09:20	45 685,00	213,74	83,73	2 476,00	2,66	2,66	1,28	
23/05/2017	14:25	47 430,00	217,78	83,73	2 479,25	2,67	2,67	1,28	
ENSAIOU:				CALCULOU:			VERIFICOU:		